

الجمهورية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة - البليدة -1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN BETON ARME (R+10) + 1
sous-sol

Présenté par :

M^r TOUMI MONCEF

M^r CHOUMANE HOUSSAM EDDINE

Devant les membres de jury :

M^r FERDJANI. O

U. Saad Dahleb-Blida

President

M^{me} BELAHOUANE. I

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

M^{me} DEBBIH. A

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Année Universitaire : 2020/2021

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي + 10 للاستخدام السكني و الاستخدام التجاري بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

هذا المشروع هو هيكل مختلط العارضات والأعمدة ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. تم تنفيذ الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) و مقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*).
تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج التصميم الإنشائي للعناصر المحدودة **SAP**

RESUME

Ce projet a propos d'une étude technique pour la réalisation d'un bâtiment en R+10 à usage d'habitation et à usage de commerce dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, pour assure la stabilité du bâtiment est sa résistance a tous les charge verticale est horizontale le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *CBA93* et *RPA99 version 2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **SAP**.

ABSTRACT

This project concerns a technical study for the realization of an R + 10 building for residential and commercial use in the wilaya of Blida. This region is classified in seismic zone III according to *RPA99 version 2003*.

This structure is a mixed structure (portal-sails) in reinforced concrete, to ensure the stability of the building and its resistance to all vertical loads is horizontal, the pre-dimensioning of the load-bearing elements has been made in accordance with *CBA93* and *RPA99 version 2003*. L The seismic analysis of the structure was carried out using the **SAP** finite element structural calculation software.

❧ **REMERCIEMENTS**

Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.

En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promotrice Mme debbih pour, son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

On remercie également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A ma sœur et mon frère.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**HOUSSAM**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

MONCEF.

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A mes sœurs et mes frères.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**MONCEF**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

HOUSSAM.

SOMMAIRE

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des figures	
List des tableaux	
Liste des symboles	
Plans	
Introduction générale	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
I.1 INTRODUCTION :	2
I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :	2
I.2.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.2.2 Ossature :	2
I.2.3 Classification du bâtiment selon (<i>RPA 99 versions 2003</i>) :	2
I.2.4 Plancher :	3
I.2.5 Les poteaux :	3
I.2.6 Les poutres :	3
I.2.7 Escalier :	4
I.2.8 Maçonnerie :	4
I.2.9 Revêtement :	4
I.2.10 Terrasse :	4
I.2.11 Caractéristiques du sol :	4
I.3 CARACTÉRISTIQUES MECANQUES DES MATÉRIAUX :	5
I.3.1 BÉTON :	5
I.3.2 Aciers :	8
I.4 HYPOTHESES DE CALCUL :	10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION :	11
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	11

SOMMAIRE

II.2.1	Dalle en corps creux :.....	11
II.2.2	Dalle pleine :.....	12
II.3	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :.....	13
II.3.1	Charges permanentes :.....	13
II.3.1.1.	Plancher terrasse :.....	13
II.3.1.2.	Plancher courant :.....	14
II.3.1.3.	Balcon (dalle pleine) :.....	15
II.3.1.4.	Maçonnerie :.....	16
II.4	PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :.....	17
II.4.1.	LES PORTIQUES :.....	17
II.4.2	Les poutres :.....	17
II.5	PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :.....	19
II.6	PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :.....	25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	ACROTÈRE :.....	27
III.1.1	Introduction :.....	27
III.1.2	Evaluation des charges :.....	27
III.1.3	Calcul des efforts :.....	29
III.1.4	Ferraillage de l'acrotère:.....	29
III.1.5	Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :.....	30
III.1.6	Armatures de répartitions :.....	31
III.1.7	Vérification à L'E.L. S :.....	31
III.1.8	Vérification de l'effort tranchant :.....	33
III.2	ETUDE DES PLANCHERS :.....	33
III.2.1	Introduction :.....	33
III.2.2	Plancher en corps creux :.....	33
III.3	PLANCHER EN DALLE PLEINE :.....	50
III.3.1	Introduction :.....	50
III.3.2	Evaluation des charges :.....	50
III.3.3	Pré dimensionnement :.....	51
III.3.4	Evaluation des charges :.....	51
III.3.5	Calcul des sollicitations :.....	51

SOMMAIRE

III.3.6	Calcul de ferrailage :.....	52
III.3.7	Vérification vis-à-vis de l'ELS :.....	52
III.4	ESCALIER :.....	54
III.4.1	Introduction :.....	54
III.4.2	Définition des éléments d'un escalier :.....	54
III.4.3	Evaluation des charges :.....	57
III.4.4	Détermination des efforts internes :.....	57
III.4.5	Calcul des armatures :.....	58
III.4.6	Vérifications :.....	59
III.5	BALCONS :.....	63
III.5.1	Introduction :.....	63
III.5.2	Evaluation des charges :.....	63
III.5.3	Pré dimensionnement :.....	64
III.5.4	Evaluation des charges :.....	64
III.5.5	Calcul des sollicitations :.....	64
III.5.6	Calcul de ferrailage :.....	64

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1	Introduction :.....	67
IV.2	Etude dynamique :.....	67
IV.2.1	Introduction :.....	67
IV.2.2	Modélisation mathématique :.....	67
IV.2.3	Caractéristique dynamiques propres :.....	67
IV.3	Modélisation de la structure :.....	69
IV.3.1	Modélisation de rigidité :.....	69
IV.3.2	L'analyse :.....	70
IV.3.3	Modélisation de la masse :.....	70
IV.3.4	Conception du contreventement vertical :.....	70
IV.4	Etude sismique :.....	71
IV.4.1	Stratégie du calcul sismique :.....	71
IV.4.2	Choix de la méthode calcul :.....	72
IV.4.3	Analyse spectrale :.....	72
IV.4.3.1	Méthode dynamique modale spectrale :.....	72

SOMMAIRE

IV.4.3.2 Spectre de réponse :.....	73
IV.5 Conclusion :.....	88

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :	89
V.1.1 Introduction :	89
V.1.2 Combinaison d'action :	89
V.1.3 Recommandation selon <i>rpa99 version 2003</i> :.....	90
V.1.4 Choix des armatures :.....	95
V.1.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	96
V.1.6 Vérification de l'effort tranchant :.....	98
V.1.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	98
V.1.6.2 Ferrailage transversal des poteaux :	99
V.1.7 Longueur de recouvrement :.....	101
V.1.8 Ferrailage des poteaux sous-sol sol :.....	102
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :	106
V.2.1 Introduction :.....	106
V.2.2 Les combinaisons de charges :	106
V.2.3 Recommandation du <i>rpa99 version 2003</i> :.....	106
V.2.4 Calcul du ferrailage :.....	107
V.2.4.1 Poutre porteuse (30x 45).....	108
V.2.4.2 Poutre non porteuse (30x 40) :	112
V.2.5 Condition de non fragilité :	116
V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	116
V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :.....	118
V.2.8 Recouvrement des armatures longitudinales :	119
V.2.9 Arrêt des barres [1] :.....	119
V.2.10 Vérification de la flèche :	120
V.3 FERRAILLAGE DES VOILES :.....	123
V.3.1 Généralités :.....	123
V.3.2 Le système de contreventement :	123
V.3.3 Introduction au ferrailage des voiles :.....	124
V.3.4 Justifications sous sollicitations normales :	126

SOMMAIRE

V.3.5 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :.....	130
V.3.6 Présentations des résultats :.....	136

CHAPITRE VI : ETUDE CALCUL DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :.....	142
VI.2 Fonctions assurées par les fondations :.....	142
VI.3 Classification des fondations :.....	142
VI.4 Choix de type de fondation :.....	142
VI.5 Calcul des fondations :.....	143
VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux :.....	143
VI.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles :.....	144
VI.5.1.2 Conclusion :.....	144
VI.5.2 Semelles filantes :.....	144
VI.5.2.1 La largeur « B » :.....	144
VI.5.2.2 Vérification de la semelle filante :.....	145
VI.5.3 Radier général :.....	145
VI.5.3.1 Introduction :.....	145
VI.5.3.2 Pre-dimensionnement de radier :.....	146
VI.5.3.3 La surface de radier :.....	147
VI.5.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :.....	148
VI.5.3.5 Vérification de la stabilité du radier :.....	148
VI.5.3.6 Vérification des contraintes sous le radier :.....	149
VI.5.3.7 Ferrailage du radier :.....	151
VI.5.3.7.1. Ferrailage de la dalle du radier :.....	151
VI.5.3.7.2. Ferrailage des nervures :.....	155
VI.6 Ferrailage du débord :.....	160
VI.7 Etude du Voile périphérique :.....	161
VI.7.1 Introduction :.....	161
VI.7.2 Pré dimensionnement :.....	161
VI.7.3 Evaluation des charges :.....	162
VI.7.4 Effort dans le voile périphérique :.....	163
VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :.....	163
VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :.....	164

SOMMAIRE

VI.7.7 Condition de Non Fragilité :.....	164
VI.7.8 Vérification de l'Effort Tranchant :.....	164
VI.7.9 Vérification à l'ELS :.....	164
Conclusion générale	167
Liste des références	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Plancher a corps creux.	3
Figure I. 2: Escaliers.	4
Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	7
Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.	8
Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	9
Figure II. 1: « Dalle en corps creux ».	11
Figure II. 2: « Dimensions du corps creux ».	11
Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	13
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	14
Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	15
Figure II. 6: Constituants d'un mur extérieur.	16
Figure II. 7: Constituants d'un mur intérieur.	16
Figure II. 8: section réduite du poteau.	22
Figure II. 9: Poteau central.	23
Figure II. 10: coupe de voile en élévation.	26
Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.....	27
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.....	28
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.....	29
Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.	29
Figure III. 5: position de centre de pression.	31
Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère.	33
Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux.	34
Figure III. 8: Dimensions De La Poutrelle.	34
Figure III. 9: Schéma statique de Poutrelle à cinq travées.....	37
Figure III. 10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.....	40
Figure III. 11: Diagramme Moment fléchissant à ELS.....	40
Figure III. 12: Diagramme Effort tranchant à ELU.	40
Figure III. 13: Diagramme Effort tranchant à ELS.....	40
Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	48
Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la table de compression.	49
Figure III. 16: dalle plein.....	50
Figure III. 17: Ferrailage de la dalle pleine.	54

LISTE DES FIGURES

Figure III. 18: Dimensions de l'escalier.	55
Figure III. 19: Schéma statique de l'escalier.	55
Figure III. 20: Schéma statique de l'escalier.	58
Figure III. 21: Schéma statique de l'escalier.	58
Figure III. 22: Ferrailage des escaliers.	62
Figure III. 23: Dimensions du balcon.	63
Figure III. 24: Ferrailage du balcon.	66
Figure IV. 1: Vue de la disposition des voiles.	78
Figure IV. 2: Vue de la disposition des voiles.	81
Figure V. 1: Ferrailage des poteaux.	105
Figure V. 2: arrêts des barres.	119
Figure V. 3: Ferrailage des poutres.	122
Figure V. 4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	124
Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	125
Figure V. 6: Définition de l'élément mur.	126
Figure V. 7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	131
Figure V. 8: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.	132
Figure V. 9: Disposition des voiles.	136
Figure V. 10: exemple du ferrailage du voile 1 en zone 1 et zone 5.	140
Figure V. 11: exemple du ferrailage du voile 4 et 5.	141
Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.	143
Figure VI. 2: Radier.	146
Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.	148
Figure VI. 4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x.	154
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y.	155
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures.	158
Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures.	159
Figure VI. 8 : Diagramme des Moments.	160
Figure VI. 9: Schéma statique du débord.	160
Figure VI. 10: Evaluation des charges.	161
Figure VI. 11: Poussées des terres.	162
Figure VI. 12: ferrailage du Voile Périphérique.	166

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Poids surfaciques des différents planchers.....	15
Tableau II. 2: Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	20
Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux.....	24
Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux.....	25
Tableau III. 1: Calcul des efforts internes (M, T).....	39
Tableau III. 2: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	41
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	42
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	44
Tableau III. 5: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	46
Tableau III. 6: Ferrailage de dalle pleine.....	52
Tableau III. 7: Ferrailage dalle plein.....	52
Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.....	53
Tableau III. 9: Charges à l'ELU et l'ELS.....	57
Tableau III. 10: Calcul du ferrailage.....	59
Tableau III. 11: Vérification à l'E.L.S.....	61
Tableau III. 12: Vérification de la flèche de l'escalier.....	62
Tableau III. 13: Récapitulatif de la vérification des flèche.....	62
Tableau III. 14: Ferrailage du balcon.....	65
Tableau III. 15: Ferrailage du balcon.....	65
Tableau IV. 1: Facteur de qualité.....	74
Tableau IV. 2: Participation massique du modèle 1.....	78
Tableau IV. 3: Vérification des déplacements inter-étage du modèle 1.....	80
Tableau IV. 4: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	80
Tableau IV. 5: nouvelle section des poteaux.....	81
Tableau IV. 6: participation massique du modèle final.....	82
Tableau IV. 7: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.....	83
Tableau IV. 8: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	84
Tableau IV. 9: participation massique du modèle final (e=15).....	85
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final (e=15).....	86
Tableau IV. 11: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux (e=15).....	86
Tableau IV. 12: Distribution des efforts.....	87
Tableau IV. 13: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final (e=15).....	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 1: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin,Mcorr).	91
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable (M2 max,Ncorr).....	91
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M3 max,Ncorr).....	92
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax Nmin,Mcorr).	92
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation durable (M2max,Ncorr).....	93
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation durable (M3max,Ncorr).....	93
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax Nmin,Mcorr).	94
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation durable (M2max,Ncorr).....	94
Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation durable (M3max,Ncorr).....	95
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.....	95
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	96
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	97
Tableau V. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	97
Tableau V. 14: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.	99
Tableau V. 15: Espacements maximales selon RPA99.	101
Tableau V. 16: Le choix des armatures transversales.....	101
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).	108
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).	109
Tableau V. 19: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).	110
Tableau V. 20: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 40).	111
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).	112
Tableau V. 22: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle). .	113
Tableau V. 23: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle). .	114
Tableau V. 24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40).	115
Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité.....	116
Tableau V. 26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.	117
Tableau V. 27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	117
Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	118
Tableau V. 29: Calcul des armatures transversales.	119
Tableau V. 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	120
Tableau V. 31: Valeurs de (lf/l).....	127
Tableau V. 32: Calcul de σ_{lim}	128
Tableau V. 33: Aciers verticaux et horizontaux.	129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 34: Aciers transversaux.	129
Tableau V. 35: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	134
Tableau V. 36: Calcul des armatures verticales de l'exemple.	134
Tableau V. 37: Calcul des armatures du voile V1.	137
Tableau V. 38: Calcul des armatures du voile V2.	137
Tableau V. 39: Calcul des armatures du voile V3.	138
Tableau V. 40: Calcul des armatures du voile V4.	138
Tableau V. 41: Calcul des armatures du voile V5.	139
Tableau V. 42: Calcul des armatures transversale.	139
Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.	145
Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.	150
Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	150
Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier.	153
Tableau VI. 5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	154
Tableau VI. 6: Correction de la section d'acier.	154
Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x).	155
Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).	155
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	156
Tableau VI. 10: Ferrailage du débord.	160
Tableau VI. 11: Ferrailage voile périphérique du.	164

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

LISTE DES SYMBOLES

- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.

LISTE DES SYMBOLES

- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.

LISTE DES SYMBOLES

- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs.

Et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de **R+10**, Qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, planchers, dalle pleine, escaliers, balcons).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape calcul des fondations.

CHAPITRE I
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.1 INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment comporte un RDC + sous-sol à usage commercial et 10 étages à usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objectif de notre projet est l'étude d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

a- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment36,72 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.42 m
- Hauteur de l'étage courant 3,23 m

b- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan15.59 m
- Largeur totale en plan18,71 m
- Hauteur sous-sol4,08m

I.2.2 Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.2.3 Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 2* », car il est à usage d'habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4 Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids total de la structure et par conséquent l'effort tranchant à la base du à séismes.



Figure I. 1: Plancher à corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.2.6 Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse

I.2.7 Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

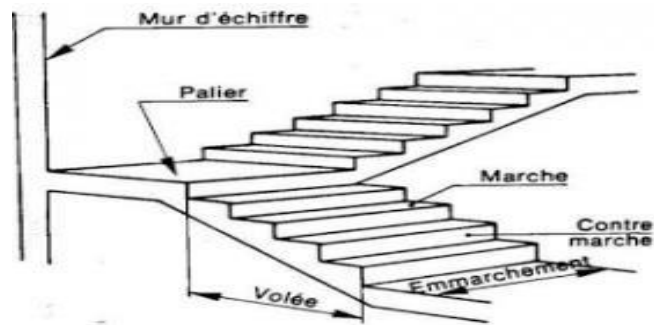


Figure I. 2: Escaliers.

I.2.8 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.9 Revêtement :

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.10 Terrasse :

- La terrasse sera inaccessible.

I.2.11 Caractéristiques du sol :

La contrainte admissible du sol est de 3,00 bars.

La catégorie du site est un site meuble (S₃).

I.3 CARACTÉRISTIQUES MECANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1 BÉTON :

a. Composition du béton :

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire (sable + gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne durabilité.

Remarque : « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton ».

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm².

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré),

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

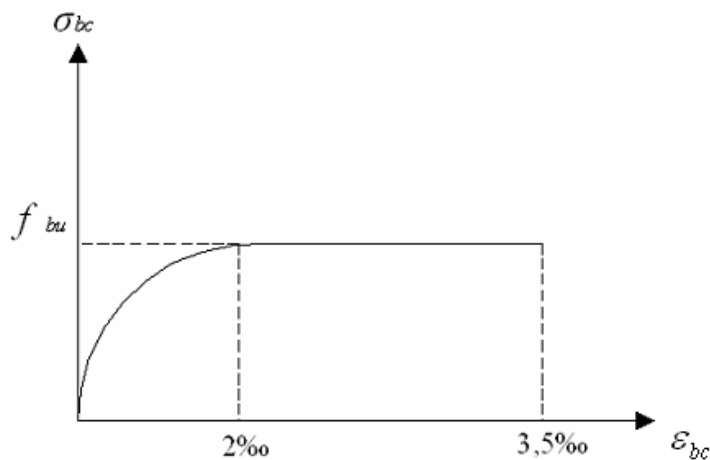


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

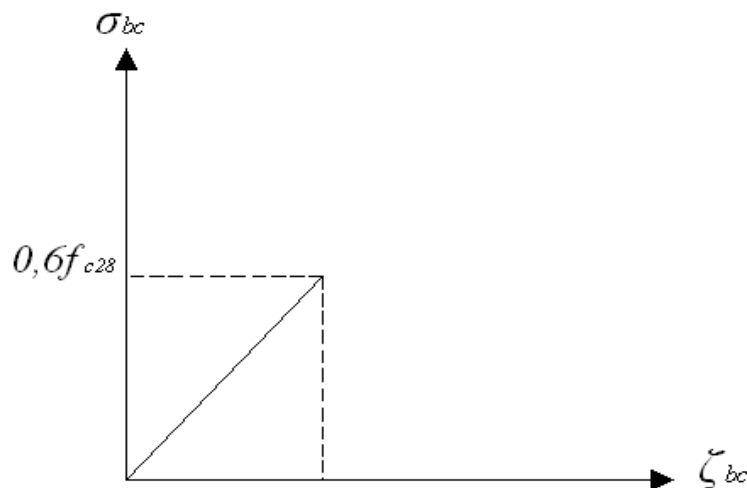


Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

I.3.2 Aciers :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52* $\varnothing = 5 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

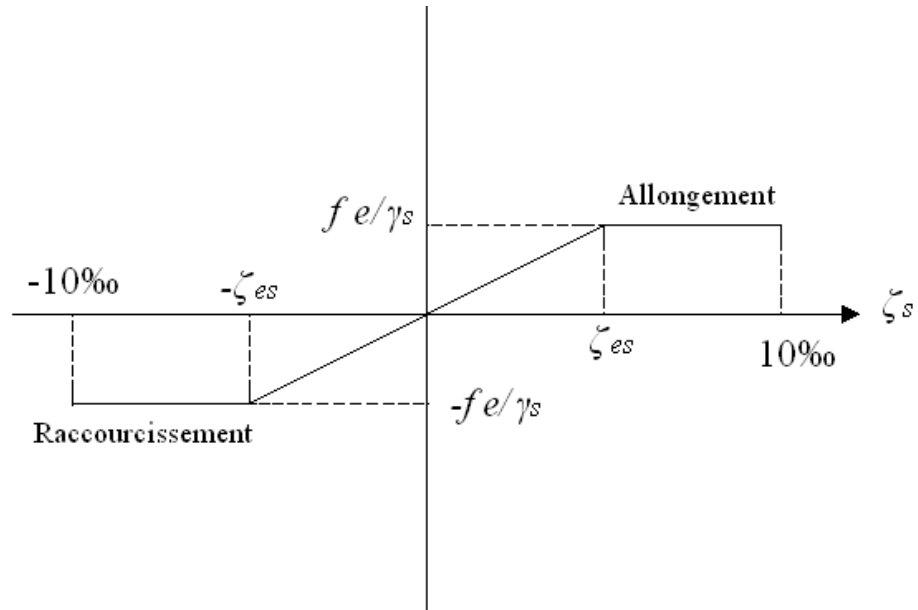


Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers Fe 400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,66\text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- On peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est

égale à :

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT

II PREDIMENSIONNEMENT :

II.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

Le pré dimensionnement de ces éléments se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

II.2.1 Dalle en corps creux :

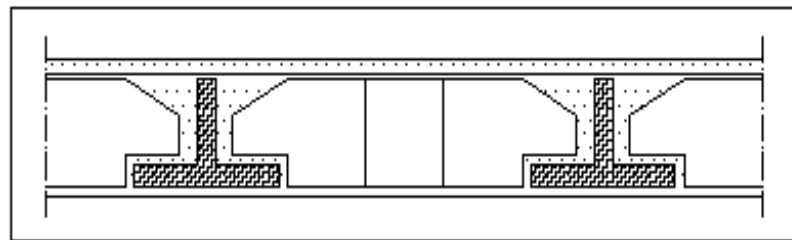


Figure II. 1: « Dalle en corps creux ».

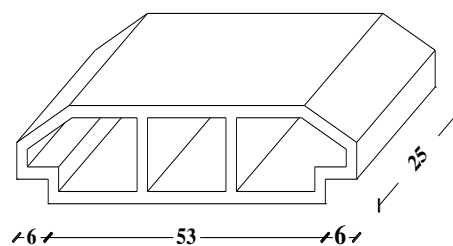


Figure II. 2: « Dimensions du corps creux ».

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots \text{(Calcul des ouvrages en BA).}$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : $L = 4,85 - 0,3 = 4,55 \text{ m}$

$$\frac{455}{25} \leq h_t \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 18,2 \text{ cm} \leq h_t \leq 22,75 \text{ cm}$$

On opte pour un planche (16+5) cm

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

II.2.2 Dalle pleine :

-Résistance au feu :

- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm

-Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- -Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

l_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur deux (02) appuis pour une portée l_x égale à :

$$l_x = 1,3 \text{ m} = 130 \text{ cm}$$

$$130/35 < e < 130/30 \Rightarrow 3,71 \text{ cm} < e < 4,33 \text{ cm} \text{ On prend } e = 5 \text{ cm}$$

$$e_p (\text{ dalle pleine}) = \text{Max}(11 \text{ cm}, 13 \text{ cm}, 5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

-Conclusion :

Donc pour les dalles on a :

- Dalle en corps creux : **ht = (16+5) cm.**
- Dalle pleine : **e = 15 cm.**

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage [4].

II.3.1 Charges permanentes :

II.3. 1. 1. Plancher terrasse :

a / Dalle en corps creux :

- 1. gravillon de protection ($e = 5\text{cm}$)($\rho=18 \text{ kN/m}^3$) (0,05)(18) = 0,9 kN/m²
- 2. Etanchéité multicouches =0,12 kN/m²
- 3. Forme de pente ($e_{moy} = 10\text{cm}$)($\rho = 22 \text{ kN/m}^3$)..... (0,1)(22) = 2,20 kN/m²
- 4. Isolation thermique ($e = 1\text{cm}$)($\rho= 6 \text{ kN/m}^3$) (0,01)(6) = 0,06 kN/m²
- 5. Par vapeur ($e = 4\text{cm}$)($\rho= 4 \text{ kN/m}^3$) (0,04)(4) = 0,16 kN/m²
- 6. Dalle à corps creux (16+5) cm = 3,05kN/m²
- 7. Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) (0,02)(10) = 0,20 kN/m²

$\Sigma G = 6,69 \text{ kN/m}^2$

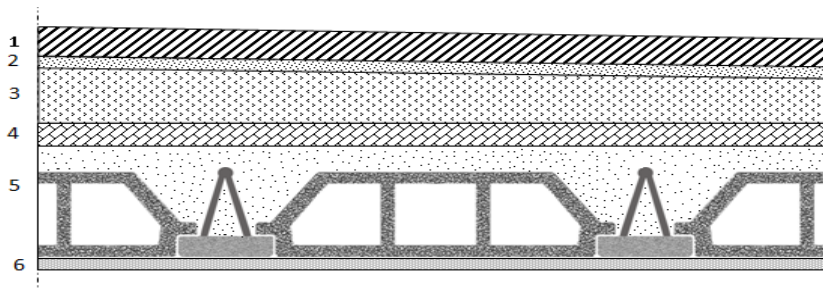


Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

b / Dalle pleine :

- 1. gravillon de protection ($e = 5\text{cm}$)($\rho=17 \text{ kN/m}^3$) (0,05)(17) =0,85 kN/m²
- 2. Etanchéité multicouches =0,12 kN/m²
- 3. Forme de pente ($e_{moy} = 10\text{cm}$)($\rho = 22 \text{ kN/m}^3$)..... (0,1)(22) = 2,20 kN/m²
- 4. Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{cm}$)($\rho= 4 \text{ kN/m}^3$)... (0,04)(4) = 0,16 kN/m²
- 5. Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$).....=3,75 kN/m²
- 6. Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) (0,02)(10) = 0,20 kN/m²

$\Sigma G = 7,28 \text{ kN/m}^2$

II.3.1.2. Plancher courant :

a/ Dalle en corps creux :

1. Carrelage ($e=2,0\text{ cm}$) ($\rho=22\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(22) = 0,44 kN/m ²
2. Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$) ($\rho=20\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(20) = 0,40 kN/m ²
3. Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$) ($\rho=18\text{ kN/m}^3$)	(0,03)(18) = 0,54 kN/m ²
4. Dalle à corps creux (16+5) cm	= 3,05 kN/m ²
5. Enduit au plâtre (1 cm) ($\rho=10\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(10) = 0,10 kN/m ²
6. Cloisons légères.....	= 1,00 kN/m ²
	<hr/>
	$\Sigma G = 5,53\text{ kN/m}^2$

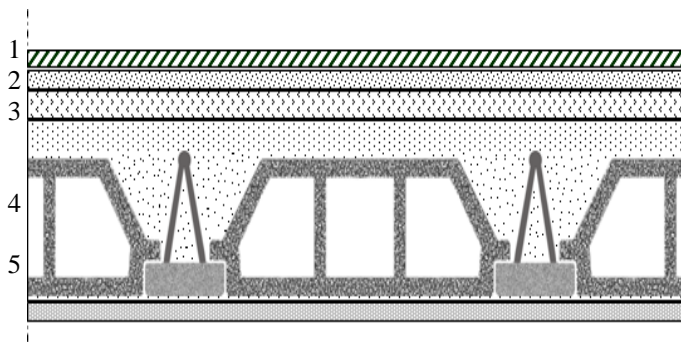


Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

b/ Dalle plein :

1-Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$)	0,50kN/m ²
2-Mortie de pose ($e=2\text{ cm}$; $\rho=20\text{ kN/m}^3$).....	0,4kN/m ²
3-Lit de sable ($e=3\text{ cm}$; $\rho=18\text{ kN/m}^3$).....	0,54kN/m ²
4-Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$).....	3,75 kN/m ²
5-Enduit en plâtre ($e=2\text{ cm}$; $\rho=10\text{ kN/m}^3$).....	0,2kN/m ²
6-Cloisons de distribution ($e=10\text{ cm}$).....	0,9kN/m ²
	<hr/>
	$G=6,29\text{ kN/m}^2$

Les différents poids surfaciques des planchers sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Poids surfaciques des différents planchers.

Tableau II. 1: Poids surfaciques des différents planchers.

Nature du plancher		Poids surfacique kN/m ²	Charge Q kN/m ²
Plancher terrasse	Dalle à corps creux	6,69	1
Plancher courant	Dalle à corps creux	5,53	1,5
Plancher terrasse	Dalle plein	7,28	1
Plancher courant	Dalle plein	6,29	1,5

II.3.1.3. Balcon (dalle pleine) :

a. Charges permanentes :

1-Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$)	0,44kN/m ²
2-Mortie de pose ($e=2\text{ cm}$; $\rho=20\text{ kN/m}^3$).....	0,40kN/m ²
3-Lit de sable ($e=3\text{ cm}$; $\rho=18\text{ kN/m}^3$).....	0,54kN/m ²
4-Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$).....	3,75 kN/m ²
5-Enduit en plâtre ($e=2\text{ cm}$; $\rho=10\text{ kN/m}^3$).....	0,1kN/m ²
6-Cloisons de distribution ($e=10\text{ cm}$).....	1kN/m ²
	<hr style="width: 20%; margin-left: auto; margin-right: 0;"/> G=6,23kN/m ²

b. Charge d'exploitation :

$Q=3,5\text{ kN/m}^2$

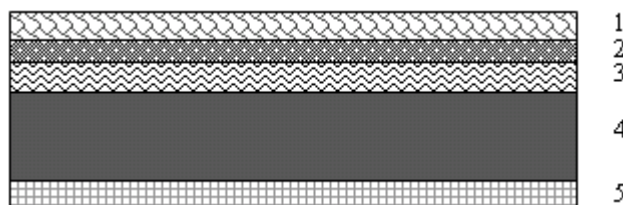


Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

II.3.1.4. Maçonnerie :

a / Mur extérieur à double cloison :

- 1. Enduit intérieur au plâtre ($e = 1,5\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) (0,015) (10) = 0,15 kN/m^2
- 2. Briques creux ($e = 10\text{cm}$) ($\rho = 9 \text{ kN/m}^3$) (0,1) (9) = 0,90 kN/m^2
- 3. L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$) = 0 kN/m^2
- 4. Briques creux ($e = 15\text{cm}$) = 1,30 kN/m^2
- 5. Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) (0,02) (18) = 0,36 kN/m^2

$\Sigma G = 2,71 \text{ kN/m}^2$

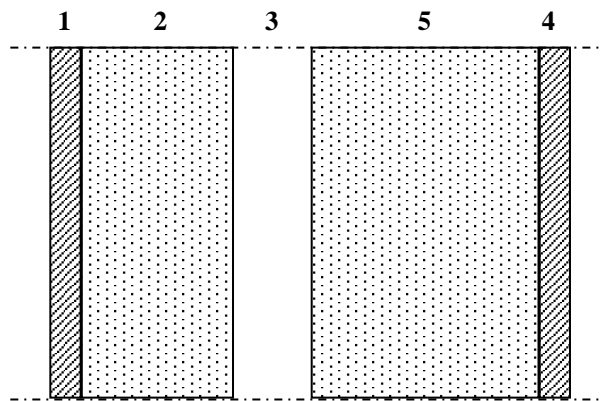


Figure II. 6: Constituants d'un mur extérieur.

b / Mur intérieur a simple cloison :

- 1. Enduit au plâtre ($e = 1,5$) (0,015) ($\rho = 10$) = 0,15 kN/m^2
- 2. Brique creuse ($e = 10\text{cm}$) (0,1) (7) = 0,70 kN/m^2
- 3. Enduit au plâtre ($e = 1,5$) (0,015) (10) = 0,15 kN/m^2

$\Sigma G = 1 \text{ kN/m}^2$

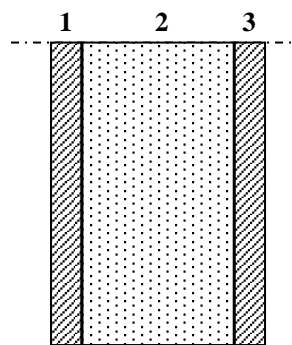


Figure II. 7: Constituants d'un mur intérieur.

- Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante)..... Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher courant (habitation)..... Q = 1,5 kN/m²
- Plancher R.D.C (commerce)..... Q = 5 kN/m²
- Escaliers..... Q = 2,5 kN/m²
- Balcon..... Q = 3,5 kN/m²

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**II.4.1. LES PORTIQUES :**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires)

a).Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales et poutre de chaînage) :

La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91 [1]**et vérifier selon le règlement **RPA99 [2]**.

b). Poutre porteuse :

Selon le BAEL :

$$L=5,05 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$33,6 \text{ cm} \leq h \leq 50,5 \text{ cm}$$

Avec ; L : la longueur de la poutre

On choisit : $h=45 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On choisit : $b=30 \text{ cm}$

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \text{ cm} \geq 30 \\ B \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 45/30 = 1,5$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (30x45).

C). Poutre Non porteuse :

La longueur la plus défavorable est égale à $L = 4,55 \text{ m}$

Selon le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$30,33 \leq h \leq 45,5$$

On choisit : $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On choisit : $b = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 40/30 = 1,33 \leq 4$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend pour les Poutres non porteuses : 30x40

-Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

a/ Principe :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b/ Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » .

c/ Loi de dégression :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente a la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit Q_0

Pour le dernier étage..... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$ ou bien $0.8Q$

- ✓ on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0,5Q$.
- ✓ (Q est la charge d'exploitation)
- ✓ Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q)$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

$Q_0 = 1\text{KN/m}^2$; (Terrasse inaccessible).

$Q = 1.5\text{KN/m}^2$; (usage d'habitation).

Tableau II. 2: Dégression des surcharges des charges d’exploitations.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge KN/m ²
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
10	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.50
09	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
08	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
07	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
06	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
05	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
04	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+..... +Q_7)$	8.50
03	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+..... +Q_8)$	9.25
02	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+..... +Q_9)$	10.00
01	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+..... +Q_{10})$	10.75
RDC	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,63(Q_1+..... +Q_{11})$	11.5
parking	Q_{12}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,61(Q_1+..... +Q_{12})$	12.75

D. Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

E. Condition de stabilité :

L’élancement du poteau considéré

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d’inertie.
-

N.B :

Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs du flambement

Est égale à :

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

- $I = \frac{a.b^3}{12}$
- $B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

N.B: pour un poteau carré il est préférable de prendre $\lambda = 35$ pour faire participer à la résistance du poteau , toutes les barres d'acier de la section.

F. Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'où la section réduite du poteau (B_r) est égale à:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec :

N_u : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

A: La section d'acier minimale ; $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$ (Selon le BAEL 91 modifié 99)

$$A_{s \min} = 1\% B_r$$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue, en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie telle que : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$.

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$

- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{Mpa}$).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400\text{ Mpa}$).
- α est un coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35$

En faisant l'application numérique B_r sera égale à :

$$B_r \geq 0,64 \cdot N_u \quad (B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN})$$

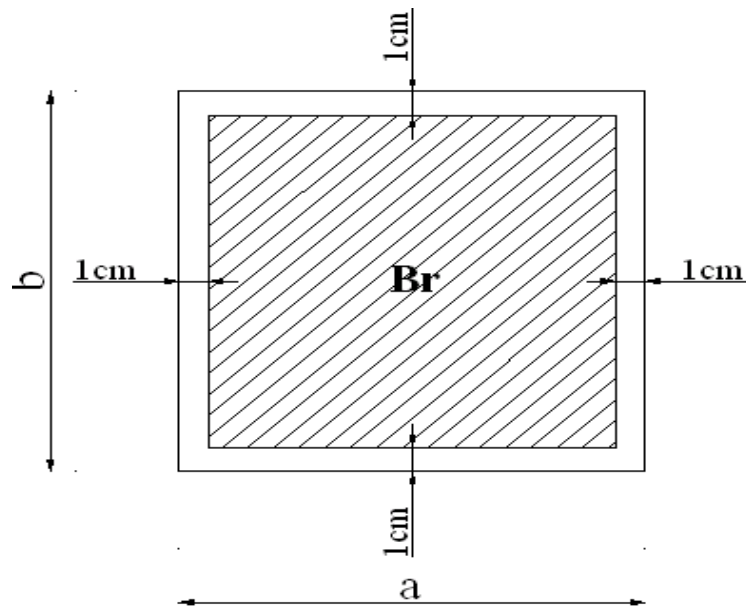


Figure II. 8: section réduite du poteau.

II.4.1 Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

a- Poteau centrale :

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

$$S_{\text{total Plancher étage courant}} = 19 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total Plancher terrasse}} = 19 + (1,7 \times 2,10) / 4 = 19,90 \text{ m}^2$$

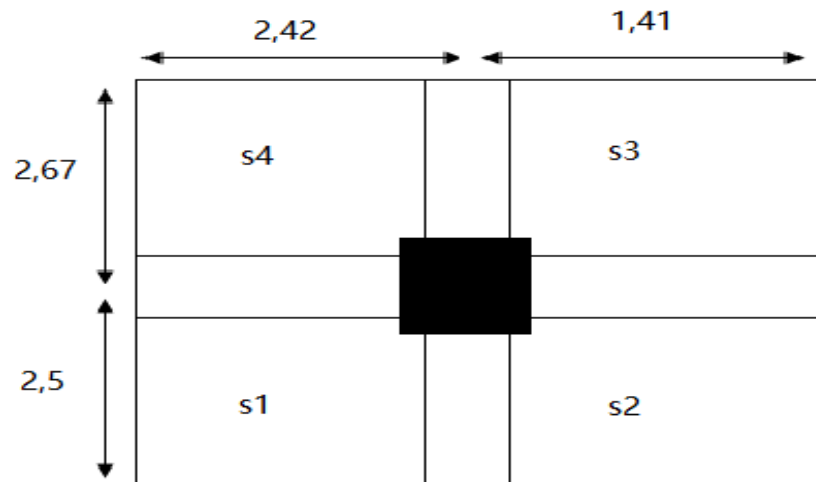


Figure II. 9: Poteau central.

▪ **Les charges :**

✓ **Plancher terrasse :**

* Charges permanentes (GT) :

Poids propre du plancher terrasse : $(16,12 \times 6,69) + (3,78 \times 7,28) = 135,36 \text{ KN}$

▪ Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (2,67 + 2,5) \times 25 = 17,44 \text{ KN}$

▪ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,42 + 1,41) \times 25 = 11,49 \text{ KN}$

▪ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,23 - 0,45)) = 6,25 \text{ KN}$

$$\Sigma = 170,54 \text{ KN}$$

* Surcharges d'exploitation (Q) :

Surcharge du planché terrasse : $(S \times Q_{\text{terrasse}}) = (19,90 \times 1,00)$

$$\mathbf{NQ = 19,90 \text{ KN}}$$

✓ **Plancher étage courant :**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $(9,59 \times 5,53) + (3,78 \times 6,29) + (4,16 \times 5,15) + (1,47 \times 8,03) = \mathbf{110,03KN}$

- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (2,67 + 2,5) \times 25 = \mathbf{17,44KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,42 + 1,41) \times 25 = \mathbf{11,49KN}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,23 - 0,45)) = \mathbf{6,25KN}$

$$\Sigma = \mathbf{145,21KN}$$

* Surcharges d'exploitation (QC) :

Surcharge du planché : $(St \times Q_{étage}) = (9,59 \times 1,50) + (5,63 \times 2,5) + (3,78 \times 3,5)$

$$\mathbf{Q = 41,69KN}$$

Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux .

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
10 ^{ème}	170,54	19,90	190,44	260,079	166,45	14,90	30×30	35x35
09 ^{ème}	315,75	61,59	377,34	518,647	331,93	20,22	30×30	35x35
08 ^{ème}	460,96	103,28	564,24	777,216	497,42	24,30	30×30	35x35
07 ^{ème}	606,17	144,97	751,14	1035,784	662,90	27,75	30×30	40x40
06 ^{ème}	751,38	186,66	938,04	1294,353	829,39	30,78	30×30	40x40
05 ^{ème}	896,59	228,35	1124,94	1552,921	993,87	33,53	30×30	40x40
04 ^{ème}	1041,8	270,04	1311,84	1811,49	1159,35	36,05	30×30	40x40
03 ^{ème}	1187,01	311,73	1498,74	2070,058	1324,84	38,40	30×30	45x45
02 ^{ème}	1332,22	353,42	1685,64	2328,627	1490,32	40,60	30×30	45x45
01 ^{er}	1477,43	395,11	1872,54	2587,195	1655,81	42,69	30×30	45x45
RDC	1622,64	436,8	2059,44	2845,764	1821,29	44,68	30×30	45x45
parking	1767,85	478,49	2246,34	3104,332	1986,77	46,57	30x30	50x50

● **Choix des sections des poteaux :**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux.

Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
10 ^{eme}	35x35
9 ^{eme}	35x35
8 ^{eme}	35x35
7 ^{eme}	40x40
6 ^{eme}	40x40
5 ^{eme}	40x40
4 ^{eme}	40x40
3 ^{eme}	45x45
2 ^{eme}	45x45
1 ^{er}	45x45
RDC	45x45
parking	50x50

II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

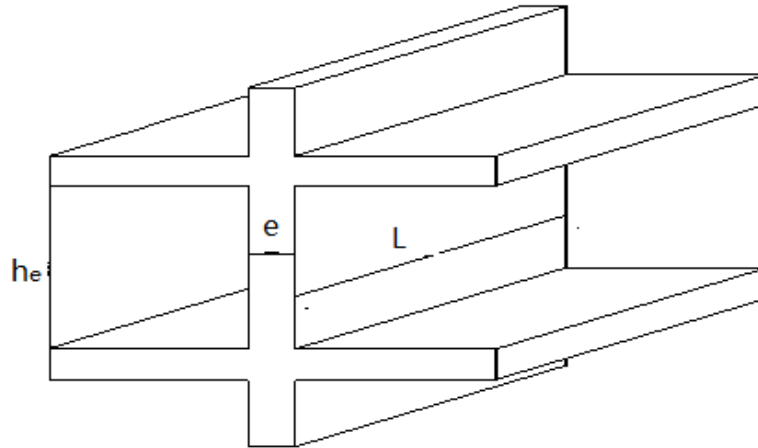


Figure II. 10: coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions Rigidité aux extrémités.

Pour notre cas un voile dont une extrémité se termine par un poteau ou un voile

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

On a :

RDC :

$$h_e = 4,42 - 0,40 = 4,02m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 18,27cm$$

Sous-sol :

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 16,72cm$$

Etage courant :

$$h_e = 3,23 - 0,40 = 2,83m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 12,86cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] : $a_{min} = 15cm$

$L \geq 4a$

$$4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$442 \geq 80 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée (RDC)}$$

$$408 \geq 80 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée (sous-sol)}$$

$$323 \geq 80 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée (étage courant)}$$

Conclusion :

On opte pour étage courant est le sous-sol est le RDC $a = 20cm$

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRE

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1 ACROTÈRE :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

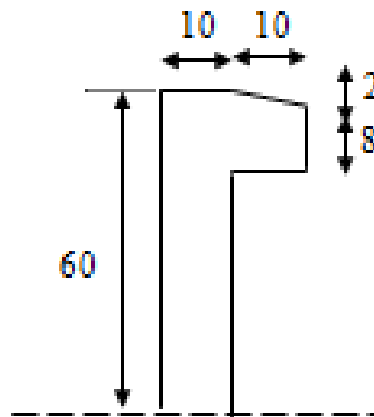


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

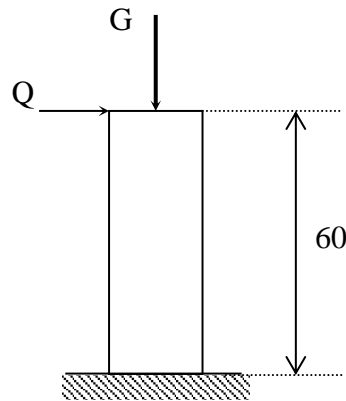


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \cdot xS = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \cdot x \cdot e \cdot P_{me} = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,145\text{kN/ml}}$$

b. Charge d'exploitation :

- **Q=1,00kN/ml** (main courante).

- **L'action des forces horizontales (F_p) :**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,145 kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145=1,716 \text{ kN.}$$

$$Q_u=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,716 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,716 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,145 \text{ kN/ml et } Q=1,716 \text{ KN/ml}}$$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,896 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,544 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,574 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,03 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,716 \text{ kN}$$

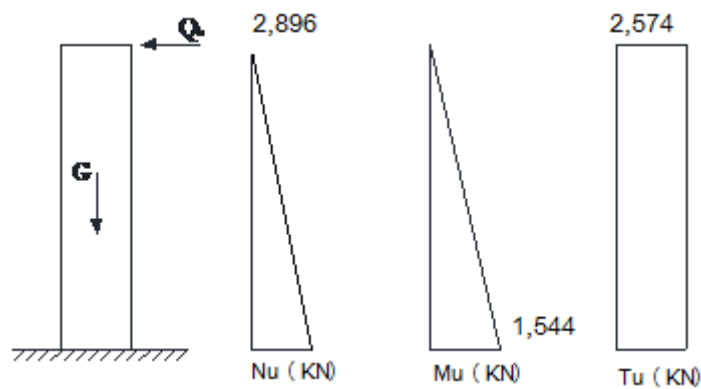


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

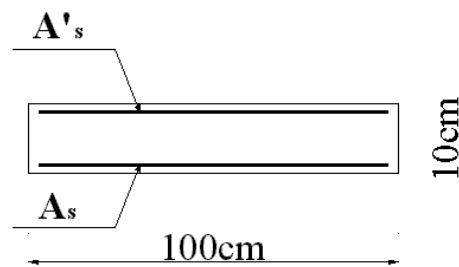


Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.

● **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,544}{2,896} = 53,31\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

● **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,631 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,018$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,018 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 59,13 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 50,81 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,51 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8 = 1,51 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

On choisi 4T8=2,0 cm² avec un espacement $S_r = \frac{60-10-4}{3} \approx 15cm$

III.1.7 Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

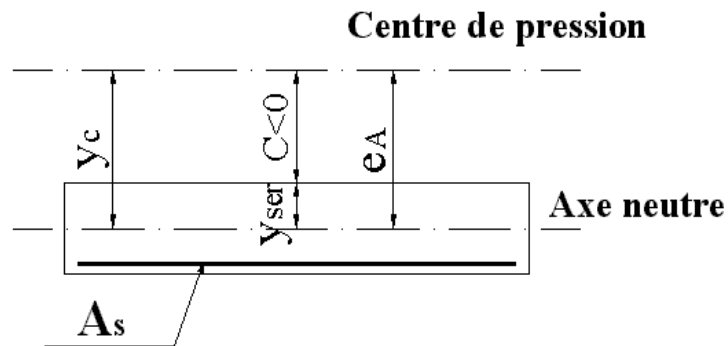


Figure III. 5: position de centre de pression.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,82 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 158132,72 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,54.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c=46,13cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 8 cm$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$

• Calcul du moment d’inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1659,48cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

• Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,145.10^3 \times 46,13.10}{1659,48.10^4}\right) \times 31,3 = 1,866MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots vérifiée$$

b. Contraintes de l’acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots Acier tendu$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots Acier comprimé$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201,63MPa \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 43,55MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots vérifiée$$

$$\sigma'_s = 10,11MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots vérifiée$$

III.1.8 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,574.10^3}{80.10^3} = 0,032\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

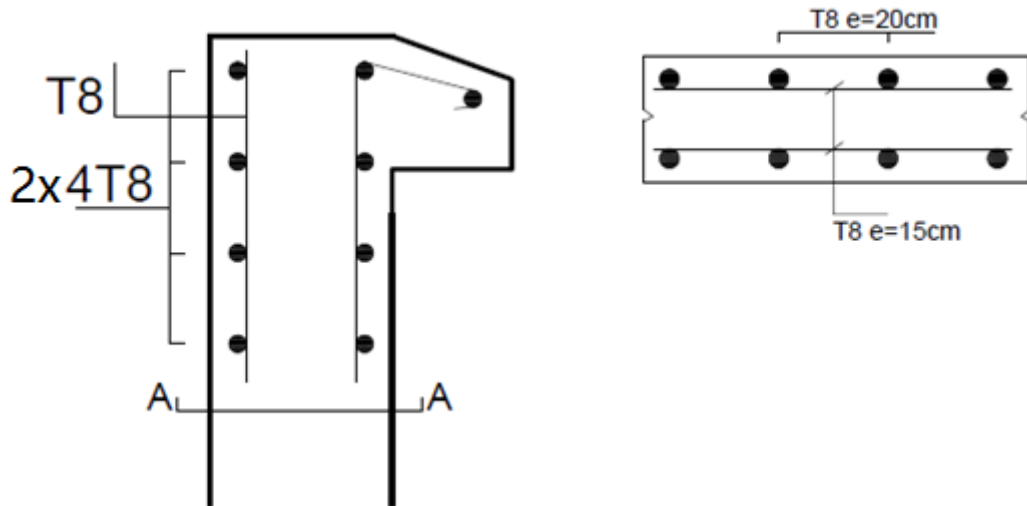


Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère.

III.2 ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2 Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

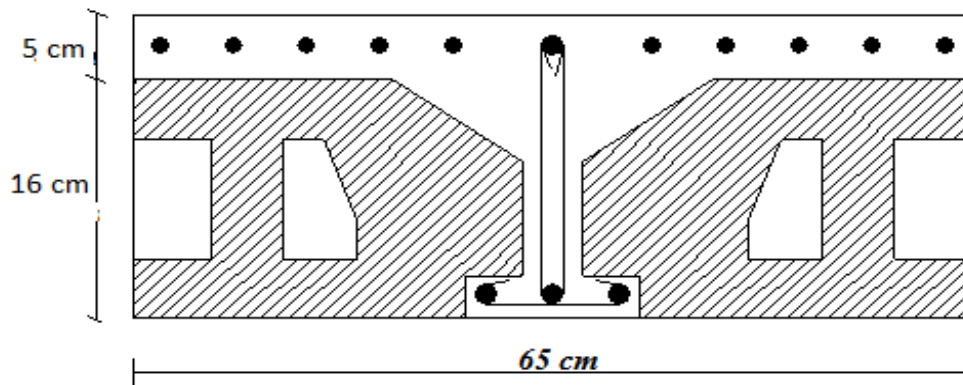


Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux.

a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

a.1. Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a: $h_t = 21$ cm; avec $h_0 = 5$ cm; $h=16$ cm

On a: $b_0 = 12$ cm, $b=65$ cm

$c = (b-b_0) / 2 = 26,5$ cm

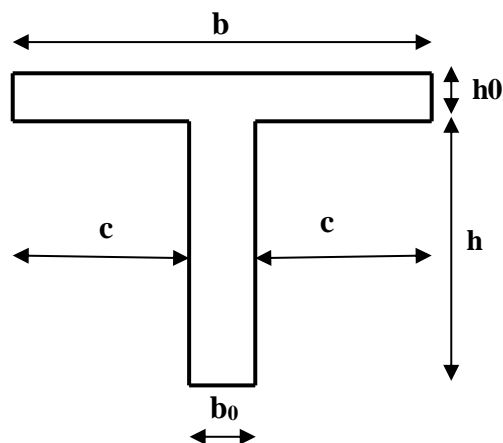


Figure III. 8: Dimensions De La Poutrelle.

a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :**a.2.1.1. Domaine d'application :**

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{int ermédiaire} \\ (1,2+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :**•Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

•Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l_w' » à gauche et « l_e' » à droite, avec :

$l_w' = l \dots\dots\dots$ pour une travée de rive

$l_e' = 0,8l \dots\dots\dots$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

•Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles :

On a un types de poutrelle

- Poutrelle à (05) travées :

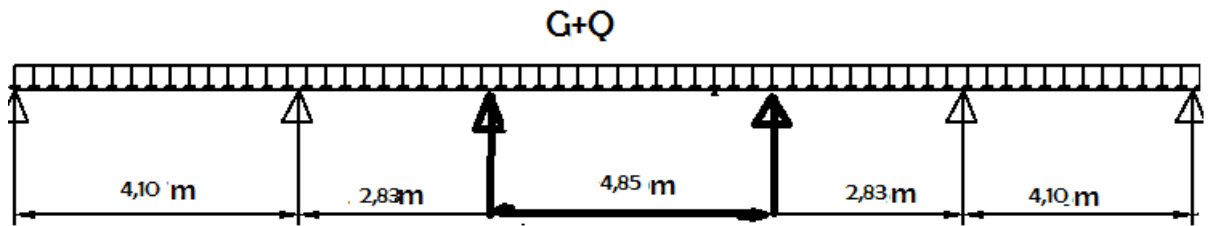


Figure III. 9: Schéma statique de Poutrelle à cinq travées.

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

a.3.1. Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de 5 travées
- On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1 \text{ kN/m}^2$

a.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle.....	$0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
Poids du corps creux.....	$0,65 \times 0,16 \times 10 = 1,04 \text{ kN/ml}$
	G=1,16 kN/ml

➤ Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

a.3.1.2. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,541 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 1,81 \text{ kN/ml}$

a.3.1.3. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,14 \times (3,65)^2}{8} = 5,87 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,256 \times (3,65)^2}{8} = 4,14 \text{ kNm}$$

a.3.1.4. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u=5,87 \text{ Nm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1,51 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

a.3.2. Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

a.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$G=6,69 \times 0,65=4,35 \text{ kN/ml}$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$G=5,53 \times 0,65=3,59 \text{ kN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$

a.3.2.2. Combinaison des charges :➤ **Plancher terrasse :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,84 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q= 5 \text{ kN/ml}$

➤ **Plancher courant :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,30 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q= 4,57 \text{ kN/ml}$

● **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

a.3.2.3. Calcul des efforts internes :

1- Poutrelles à cinq travées :

$$\begin{cases} q_u = 6,84 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire:

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,85}{2,83} = 1,71 > 1,25 \dots \dots \dots \text{Non vérifier}$$

Alors,

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

- ❖ On utilise le programme (**SAP**) pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant

Tableau III. 1: Calcul des efforts internes (M, T).

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-	-	1-2	4	13,87	10,87	-	-14,48	-	-11,21
2	-18,69	-14,47	2-3	3,20	5,85	4,45	22,19	-19,29	17,18	-14,93
3	-14,05	-10,88	3-4	2,85	8,15	6,33	17,38	-16,34	13,49	-14,19
4	-14,05	-10,88	4-5	3,60	5,85	4,54	18,34	-17,38	19,29	-22,19
5	-18,69	-14,47	5-6	3,25	13,87	10,73	19,29	-22,19	17,18	-14,93
6	-	-	-	-	-	-	14,48	-	11,21	-

» **Diagrammes des efforts internes :**

• Moment fléchissant

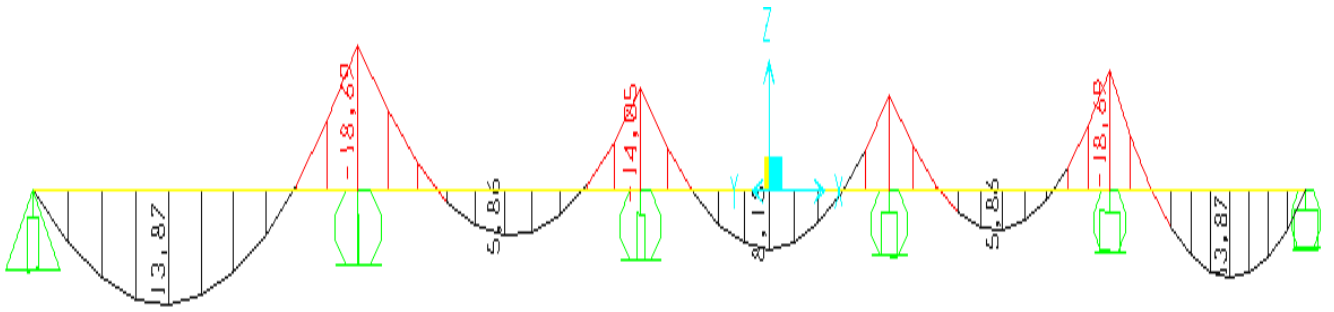


Figure III. 10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.

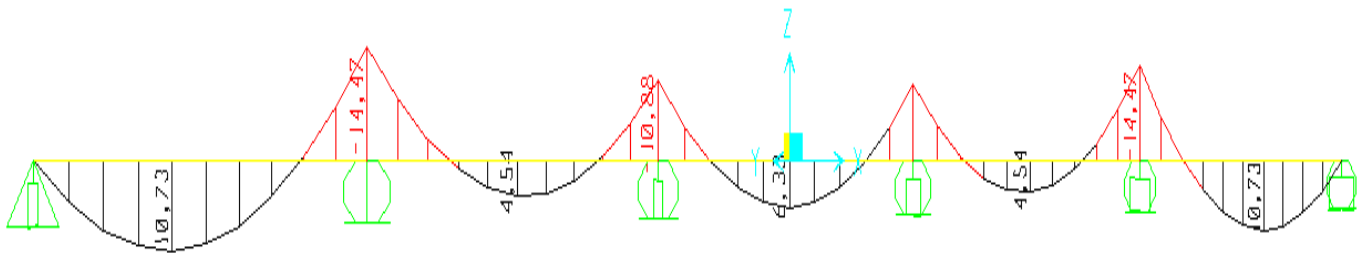


Figure III. 11: Diagramme Moment fléchissant à ELS.

Effort tranchant :

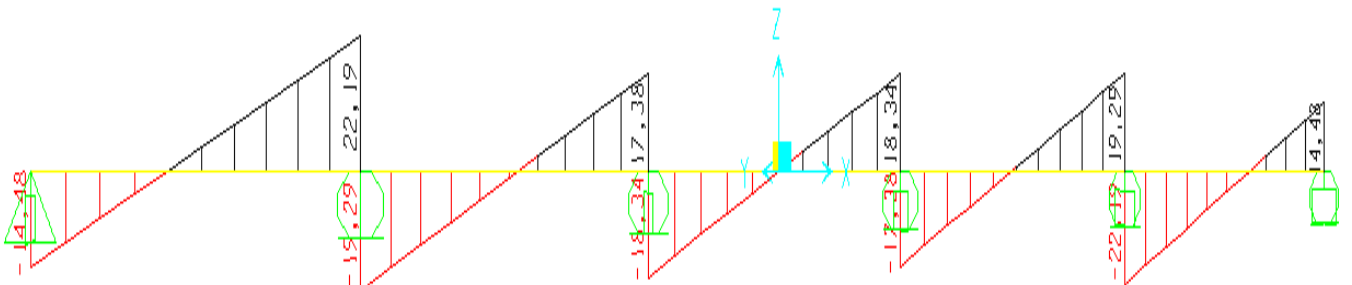


Figure III. 12: Diagramme Effort tranchant à ELU.

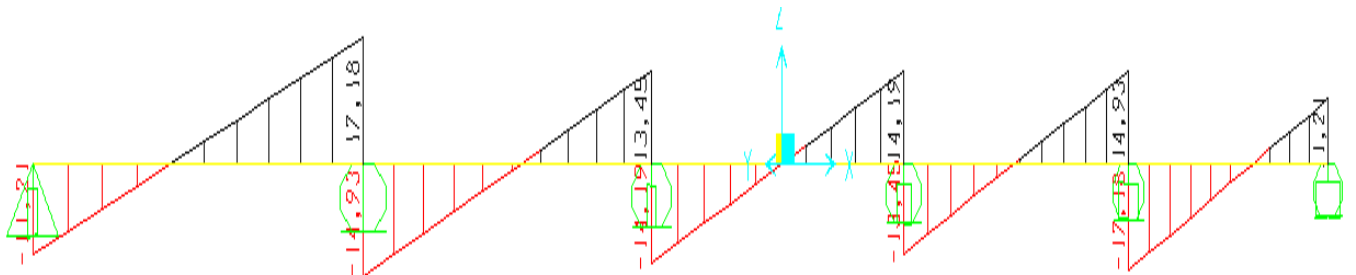


Figure III. 13: Diagramme Effort tranchant à ELS.

b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 13,87 \text{ kN m}$

$M_{au}^{max} = 18,69 \text{ kN m}$

$T_u^{max} = 22,19 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 10,73 \text{ kN m}$

$M_{aser}^{max} = 14,47 \text{ kN m}$

$T_{ser}^{max} = 17,18 \text{ kN}$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b ".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 2: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,1$ 86	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choi x	A_s choi (cm ²)
13,87	0,042	Oui	0	0,053	14,89	Oui	10 ‰	348	2,67	3T12	3,39

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,67\text{cm}^2 ; 1,48\text{cm}^2\} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s=3,39 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max}=18,69 \text{ kNm} < M_{tab}=75,526 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choi(cm ²)
18,69	0,056	Oui	0	0,072	18,35	oui	10‰	348	2,91	2T14	3,08

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,91\text{cm}^2 ; 1,48\text{cm}^2\} = 2,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s=3,08\text{cm}^2$)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=22,19 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,97\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 14,57$ kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,48 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,709 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{22,19 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,087 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,68 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65$ cm (travée) ; $b_0=12$ cm (appuis) ; $c=c'=2$ cm

y : est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	10,73	3,39	0	4,712	12502,844	4,05	Vérifiée
Appuis	14,47	3,08	0	4,73	11569,655	5,91	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : **[3]**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=18,9$ cm ; $L=4,85$ m ; $M_{tser}=10,73$ kNm ; $M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 14,7$ kNm

$A_s=3,39 \text{ cm}^2$; $f_e=400 \text{ MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,043 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,014 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,043 < 0,072 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,97 \text{ cm}$ ($L < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

• **Position de l'axe neutre "y₁" [1] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

• **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1] :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 5: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
10,73	3,39	7,519	0,015	167,47	2,75	1,10	0,631	25314,34	10176,061	1632,453

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,48 \text{ cm} \quad (L = 4,85m)$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,44 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

« **BAEL 91 modifié 99** » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Ø_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : Ø_l = 8 mm

Donc :

$$\text{- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :} \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,37 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :} \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

● **Choix des armatures :**

On adopte : A_t = 2Ø8 = 1,01 cm²

● **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

$$\text{Donc :} \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

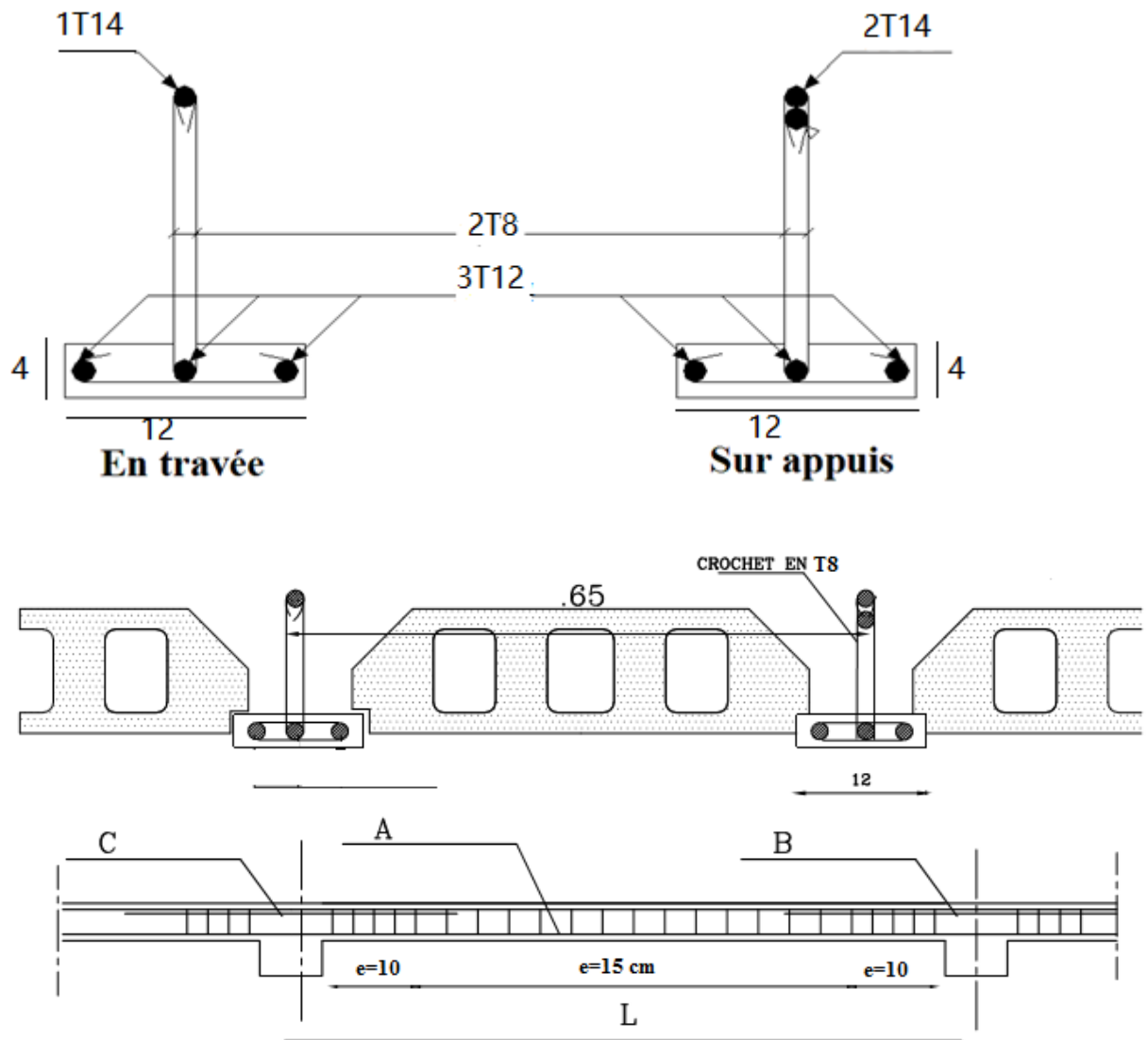


Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

e. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e=520$ MPa (quadrillage de TS. TIE 520 $\rightarrow \varnothing \leq 6$ mm)

On a : $L=65$ cm

Donc on obtient : $A_1=0,5$ cm²/ml

On prend : $5T5=0,98$ cm²

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $5T5=0,98$ cm² $\rightarrow S_t=20$ cm

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

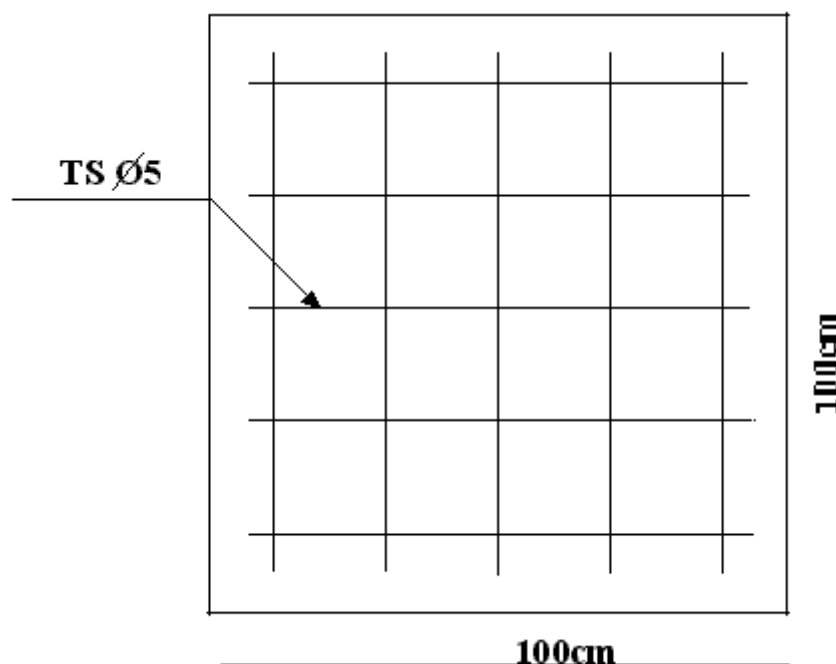


Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3 PLANCHER EN DALLE PLEINE :

III.3.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un type de dalle pleine à trois appuis, de dimensions (1,30x3,80).

D'après le BAEL ; l'épaisseur « e » est déterminée comme suit :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2,6 \leq e \leq 3,25 \text{ cm}$$

- Les contraintes dues au feu imposent également des épaisseurs de :
 $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
 $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.
- Selon les règles techniques « CBA93 » [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

✓ On opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

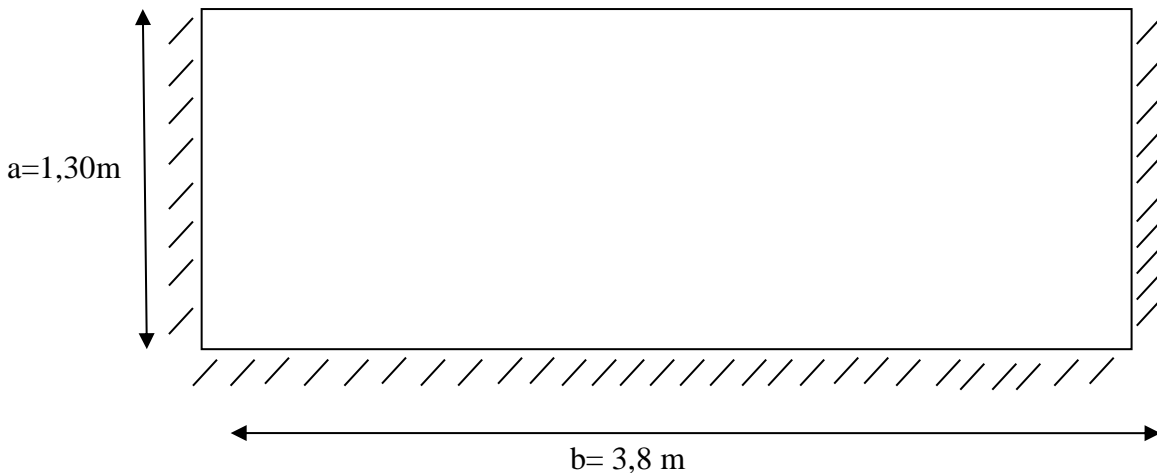


Figure III. 16: dalle plein

III.3.2 Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6,29 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 7,79 \text{ kN/m}$$

III.3.3 Pré dimensionnement :

On a : $L_y=3,8 \text{ m}$; $L_x=1,30 \text{ m}$

Et on a :

III.3.4 Evaluation des charges :

$$G = 6,29 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,29 + 1,5 \times 1,5 = 10,74 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = (6,29 + 1,50) = 7,79 \text{ kn/ml}$$

III.3.5 Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x = 1,30 \text{ m} \leq L_y = 3,8 \text{ m} \quad \rightarrow$$

$$M_{0y} = \frac{p.l_x^3}{6}$$

$$M_{0x} = \frac{p.l_x^2.l_y}{2} - \frac{p.l_x^3}{3}$$

$$M_{0y} = \frac{10,74 \cdot 1,30^3}{6} = 3,93 \text{ KN/M}$$

$$M_{0x} = \frac{10,74 \cdot 1,3^2 \cdot 3,8}{2} - \frac{10,74 \cdot 1,3^3}{3} = 26,62 \text{ KN/M}$$

a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(26,62) = 22,63 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(3,93) = 3,34 \text{ kn.m}$$

b-Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5(26,62) = -13,31 \text{ kn.m}$$

A L'ELS

$$q_s = 6,29 + 1,5 = 7,79 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = 19,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 2,85 \text{ KN.m}$$

a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 16,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 2,42 \text{ KN.m}$$

b-Moments aux appuis :

Max= -0,5 M0x = -0,5(19,3) = -9,65 kn.m

C-L'effort tranchant

Vx=5,96 KN.

III.3.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; f_e=400MPa$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: Ferrailage de dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
M_{u_x}	22,63	0,087	Oui	0	0,113	12,88	4,01	1,63	5T12	5,65	20
M_{u_y}	3,34	0,013	Oui	0	0,016	12,63	0,75	1,63	5T12	5,65	20

* *Espacement :*

$St \leq \text{Min}(33cm ; 3h) \Rightarrow St=20cm \leq (33cm; 45cm).....\text{vérifié}$

Appui :

Tableau III. 7: Ferrailage dalle plein.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
13,31	0,051	oui	0	0,065	131,49	2,9	1,63	5T12	5,65	15

III.3.7 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

$M_{ser} = 16,4\ kNm/m$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec: $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110) \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 MPa$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{array} \right.$$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
16,4	4,3	2,84	26275,75	1,71	vérifié	172,04	vérifié

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

On calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{5,96 \times 10^3}{100 \times 135} = 0,44 \text{ Mpa} \leq 1,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

❖ Vérification de la flèche :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m.}$$

$$F^- = \frac{130}{500} = 0,26 \text{ cm}$$

$f = 0,06 \text{ cm} \leq f^- = 0,26 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$

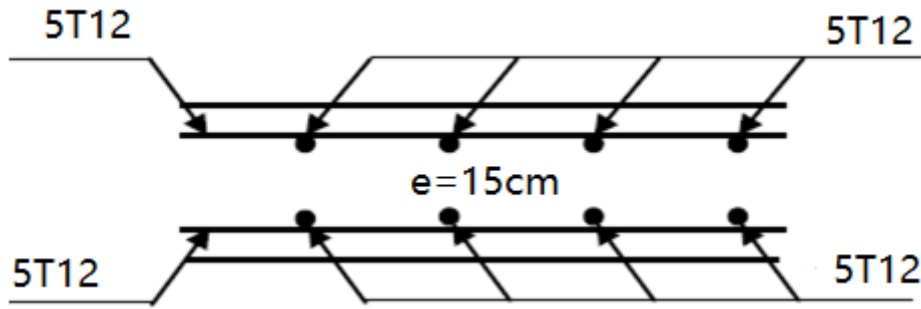


Figure III. 17: Ferrailage de la dalle pleine.

III.4 ESCALIER :

III.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.4.2 Définition des éléments d'un escalier :

- * La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- * La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- * La hauteur : de marche est la différence du niveau entre deux marches successives.
- * La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- * Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- * Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- * Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- * Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- * L'embranchement : est la longueur d'une marche.
- * La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- * La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- * L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- * La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

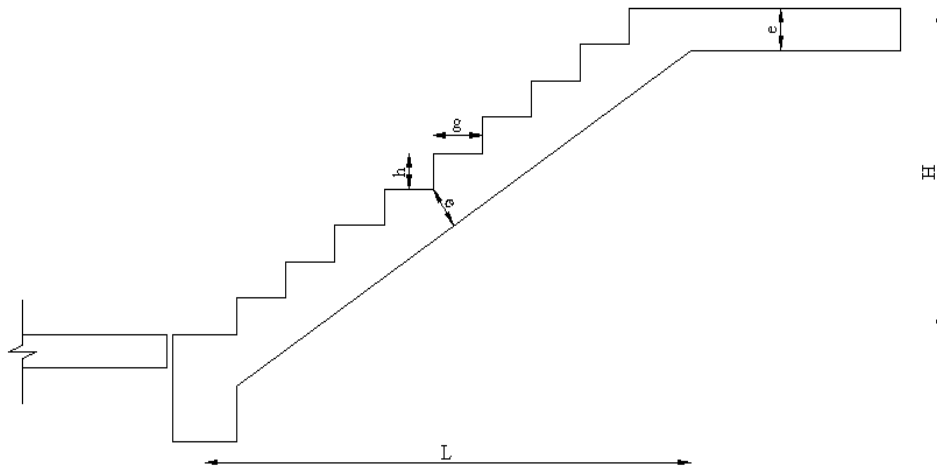


Figure III. 18: Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

●Schéma statique de l'escalier :

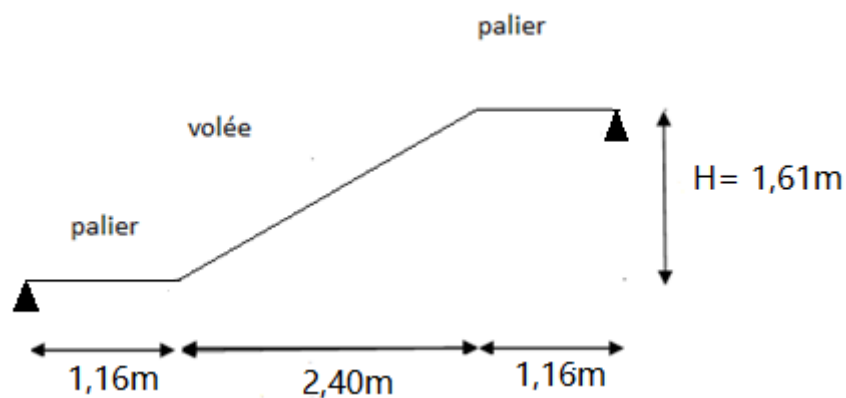


Figure III. 19: Schéma statique de l'escalier.

$$64n^2 - n - 626 + 323 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,54 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 10$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 10$
- le nombre des marches $n - 1 = 9$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,161m = 161cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,27m = 27cm$$

• Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 60cm \\ h = 16,1cm \\ g = 27cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

• Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 13,5cm \leq e \leq 20,2cm$$

$$\text{Avec : } l = 1,16 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,16 + \sqrt{(2,4)^2 + (1,61)^2} = 4,05m$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

III.4.3 Evaluation des charges :

a) Palier :

• **Charges permanentes :**

- Carrelage (2,5 cm)	0,50 kN/m ²
- lit de sable (e=3cm)	0,54 kN/m ²
- Poids propre du palier	25×0,15 = 3,75 kN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 kN/m ²
	ΣG = 5,15 kN/m²

• **Charge d’exploitation :**

Q = 2,5 kN/m

b) la volée :

• **Charge permanente :**

- Poids propre de la paillasse	25×0,1776 = 4,44kN/m ²
- Poids propre de la marche	25×0,17/2 = 2,13 kN/m ²
- Carrelage (2cm)	25×0,02 = 0,50 kN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 kN/m ²
- garde-corps en maçonnerie	= 0,6 kN/m ²
	Σ G = 8,03 kN/m²

• **Charge d’exploitation :**

Q = 2,5 kN/m²

III.4.4 Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a) Combinaison des charges :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Tableau III. 9: Charges à l’ELU et l’ELS.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
volée	8,03	2,5	14,59	10,53
Palier	5,15	2,5	10,70	7,65

b). Calcul des efforts :

$$L = 4,72\text{m}$$

ELU :

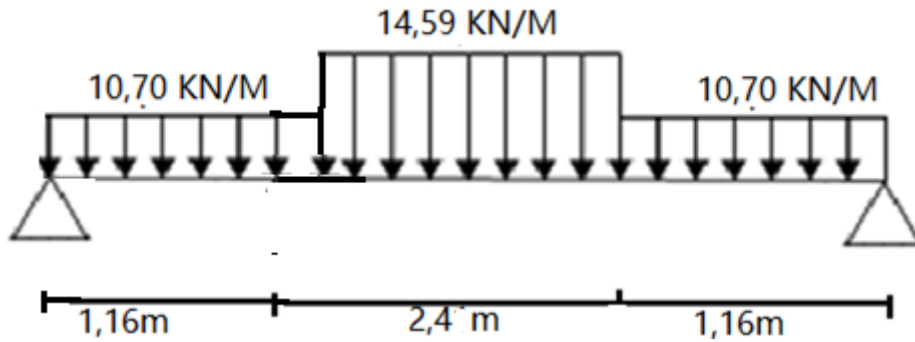


Figure III. 20: Schéma statique de l'escalier.

D'après logiciel RDM6 on a :

$$\text{Moment isostatique : } M_U = 29,32 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_U = 27,53 \text{ kN}$$

ELS :

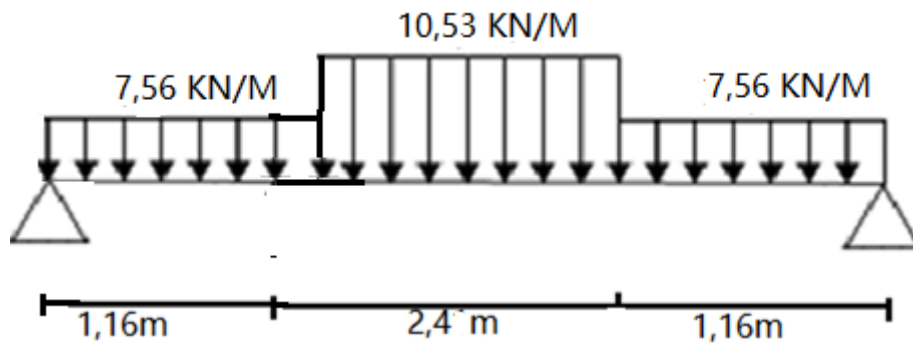


Figure III. 21: Schéma statique de l'escalier.

$$\text{Moment isostatique : } M_{SER} = 19,43 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{SER} = 20,28 \text{ kN}$$

III.4.5 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

En travée : $M_t=0,85M_u=0,85 \times 29,32= 24,92$ kNm

En appui : $M_a=0,5M_u=0,5 \times 29,32 =14,66$ KNm

Tableau III. 10: Calcul du ferrailage.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	24,92	0,095	0,12	12,9	0	5,55	5T12	5,65
Appui	14,66	0,056	0,11	13,20	0	3,19	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm.$

On prend : $esp=20$ cm

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : $esp=20$ cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.19cm^2/ml \leq A_r \leq 2.38cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3.02cm² avec $S_t=15$ cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.68cm^2/ml \leq A_r \leq 1.37cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=2.51cm² avec $S_t=30$ cm

III.4.6 Vérifications :

A. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ vérifié

B. L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ (Fissuration peu nuisible).

$$T_u = 27,53 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 27,53 \times 10^3 / (135) (1000) \\ \Rightarrow 0,20 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 27,53 - 14,66 / (0,9) (0,135) = -93,12 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

C. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

D. Vérification des contraintes du béton :

• **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

• **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 19,43 = 16,51 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 19,43 = 9,71 \text{ kNm}$

Tableau III. 11: Vérification à l'E.L.S.

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16,51	5.65	3,32	7877,78	5,85	Vérifiée
Appui	9,71	3.93	2,16	5601,69	4,12	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4,05} = 0,037 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,037 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄ .

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,05 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 12: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
20,28	5.65	0.004	218,68	5,01	2	0.439	35753	12279,166	19006,075

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,823cm \\ f_v = 1,581cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.758cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,758cm < \bar{f} = 0,81cm \dots\dots\dots vérifiée.$$

• **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 13: Récapitulatif de la vérification des flèche.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0,823	1,581	0.758	0.81	Vérifiée

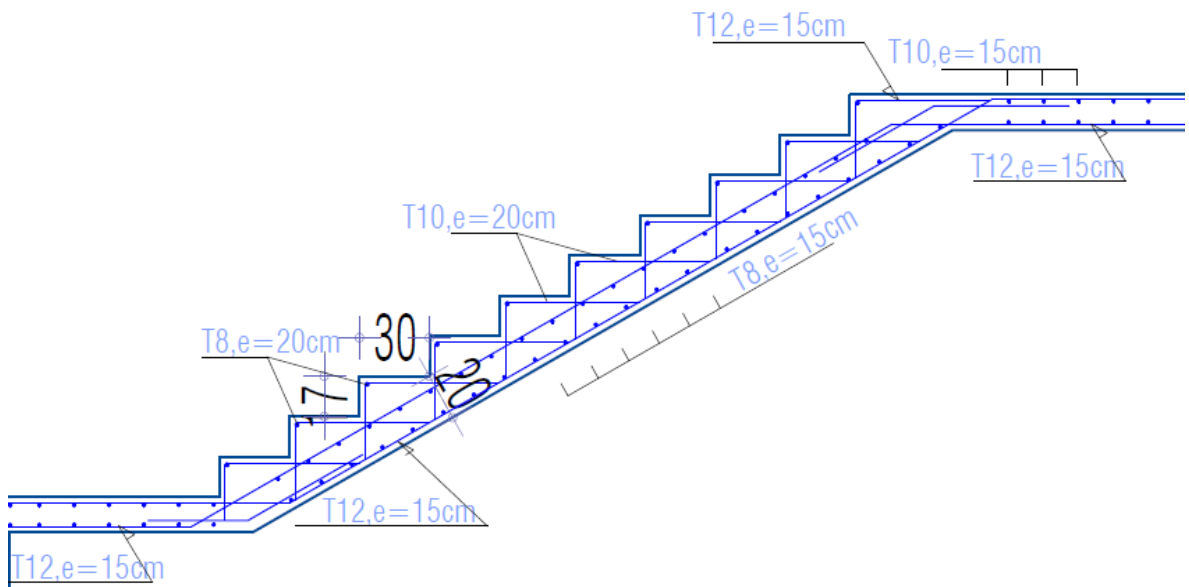


Figure III. 22: Ferrailage des escaliers.

III.5 BALCONS :

III.5.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à trois appuis, de dimensions (1,2x4,3).

Épaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » [6] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 1,2$ m

On prend: $e=15$ cm

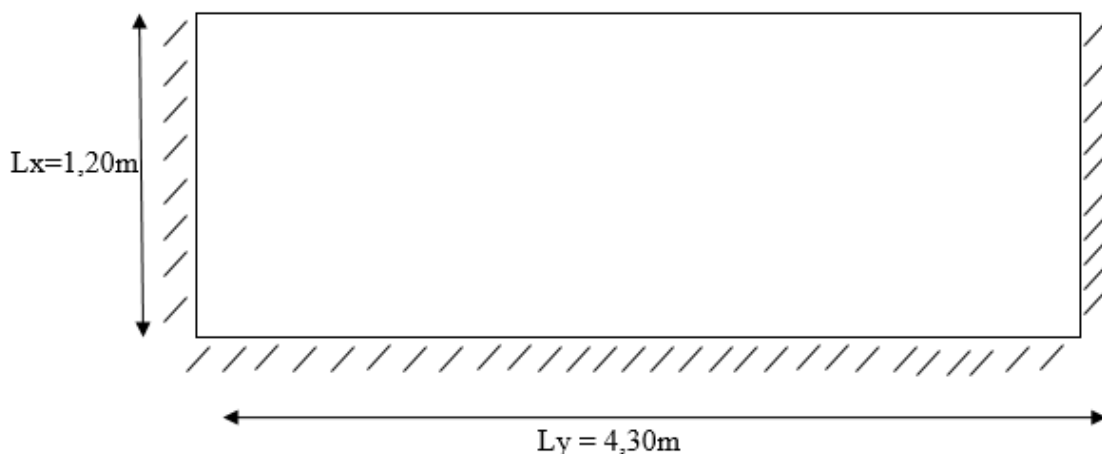


Figure III. 23: Dimensions du balcon.

III.5.2 Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G=6,23$ kN/m²

- Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$

III.5.3 Pré dimensionnement :

On a : $L_y=4,3\text{ m}$; $L_x=1,20\text{ m}$

Et on a : $\rho = L_x / L_y = 0,27 > 0,40$

III.5.4 Evaluation des charges :

$$G = 6,23\text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50\text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,23 + 1,5 \times 3,50 = 13,67\text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (6,23 + 3,50) = 9,73\text{ KN/ml}$$

III.5.5 Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x = 1,2\text{ m} \leq L_y / 2 = 2,15\text{ m} \quad \rightarrow$$

$$M_{0y} = \frac{p \cdot l_x^3}{6}$$

$$M_{0y} = \frac{p \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{p \cdot l_x^3}{3}$$

$$M_{0y} = \frac{13,76 \cdot 1,2^3}{6} = 4,15\text{ KN/M}$$

$$M_{0y} = \frac{13,67 \cdot 1,2^2 \cdot 4,3}{2} - \frac{13,67 \cdot 1,2^3}{3} = 36,93\text{ KN/M}$$

a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(36,93) = 31,39\text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(4,15) = 3,52\text{ KN.m}$$

b-Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5(36,93) = -18,46\text{ KN.m}$$

III.5.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m .

$$f_{c28} = 25\text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{ MPa} ; b = 100\text{ cm} ; h = 15\text{ cm} ; d = 13,5\text{ cm} ; f_e = 400\text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travers :

Tableau III. 14: Ferrailage du balcon .

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
Mux	31,39	0,121	Oui	0	0,161	126,3	7,14	6T14	9,24	15
Muy	3,52	0,013	Oui	0	0,016	134	7,54	6T14	9,24	15

* Escapement:

$$St \leq \text{Min}(33\text{cm}; 3h) \Rightarrow St = 15\text{cm} \leq (33\text{cm}; 51\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Apui :

Tableau III. 15: Ferrailage du balcon.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
18,46	0,071	oui	0	0,092	130	4,08	1,63	4T14	6,16	15

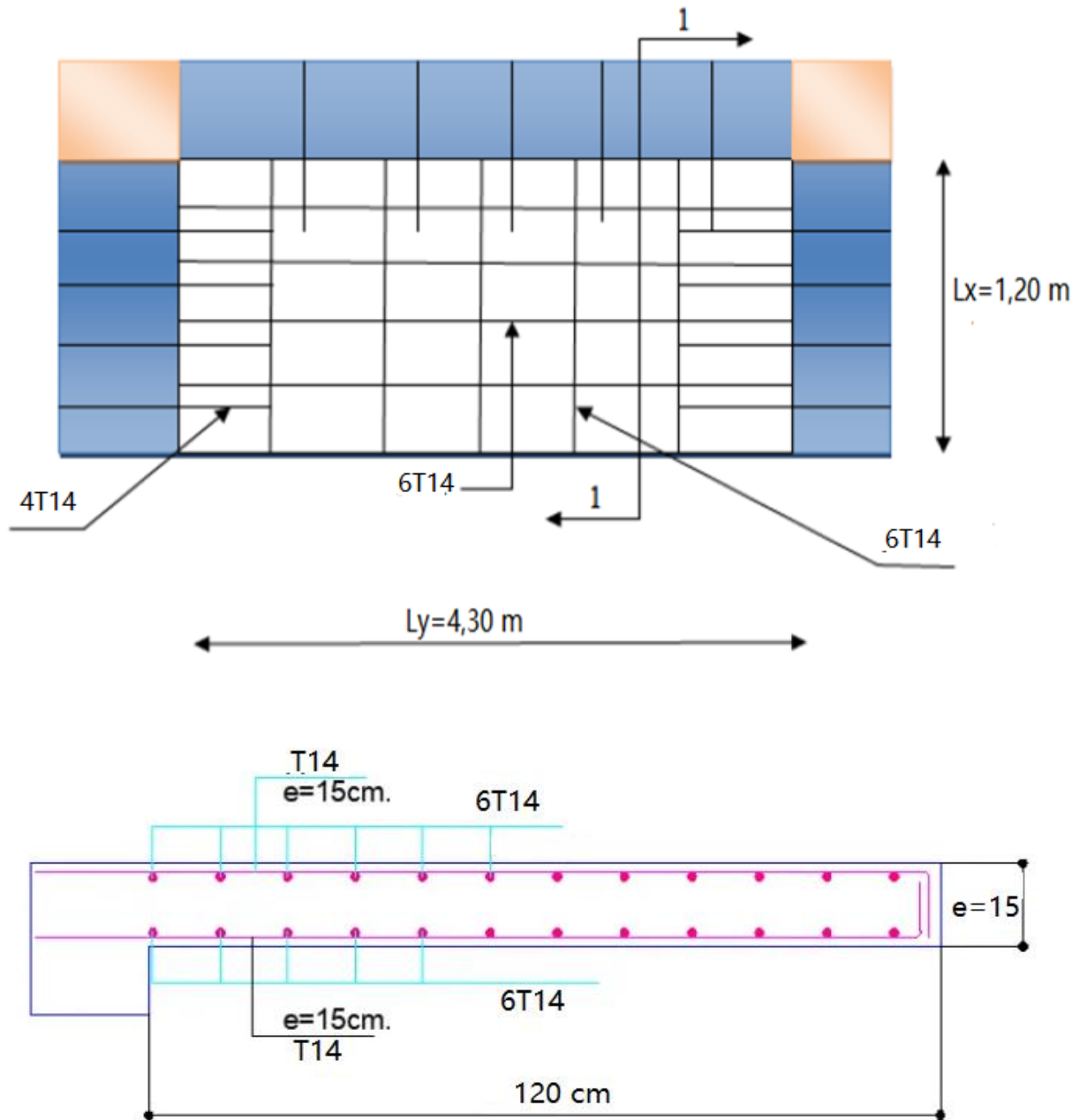


Figure III. 24: Ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET

SISMIQUE

IV.1 Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique :

IV.2.1 Introduction :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3 Caractéristique dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "Ai". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3 Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre porté : il s'agit du sap2000 (version14.2.2).

IV.3.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.2 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le sap2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.3 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3.4 Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4 Etude sismique :

IV.4.1 Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

a. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : {

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

a-Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2 Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3 Analyse spectrale :**IV.4.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

g = 9.81 N

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

A = 0,25

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R = 5 (mixte portiques/voiles avec interaction ; 4a).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV. 1: Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) =1.15.$

$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) =1.15.$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse :

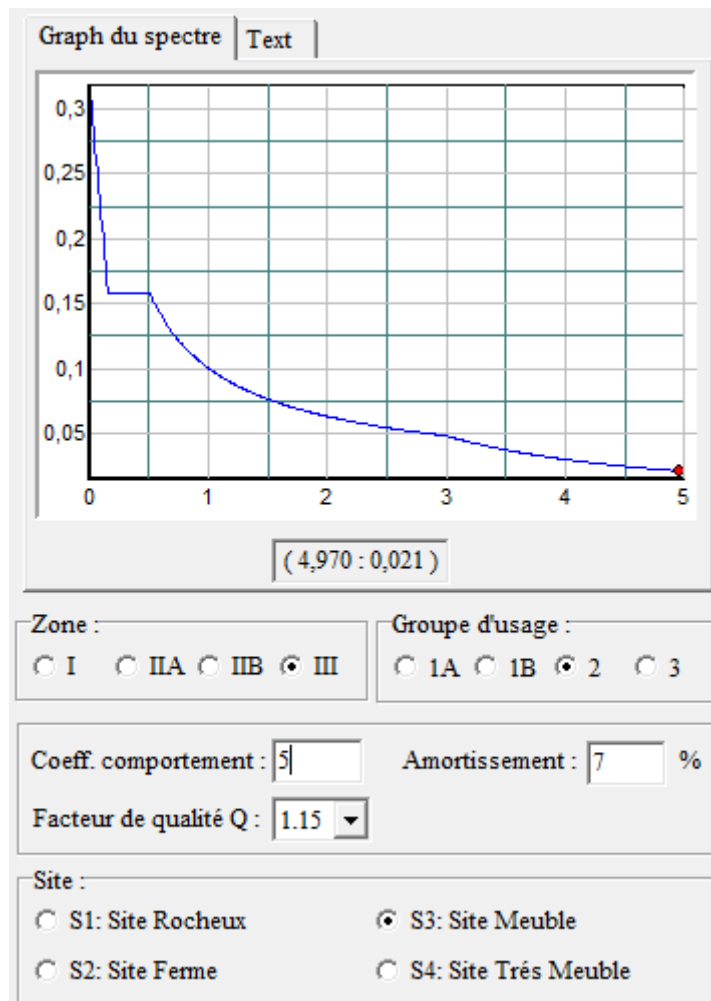


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$$A = 0,25.$$

$$R = 5.$$

$$Q = 1,15.$$

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \cdot \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \cdot \end{cases}$$

$\eta = 0,88 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36,72 \text{ m}$$

L : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$L_x = 18,71 \text{ m} \cdot$$

$$L_y = 15,91 \text{ m} \cdot$$

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \quad T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

Selon x-x : $L_x = 18,71 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,76 \text{ s}$

Selon y-y : $L_y = 15,91m \Rightarrow T_y = 0,82s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} \rightarrow \text{si } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{emprique}}$$

$$T_{\text{analytique}} \rightarrow \text{si } T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{emprique}}$$

$$1,3 T_{\text{emprique}} \text{ si } T_{\text{analytique}} > 1,3 T_{\text{emprique}}$$

$$T_{\text{analytique}} = 1,43 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique } x} = 0,74 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique } y} = 0,82 \text{ s}$$

Sens x :

$$1,43 \rightarrow \text{si } 1,43 \leq 0,74 \rightarrow \text{non}$$

$$1,43 \rightarrow \text{si } 0,74 < 1,43 < 0,96 \rightarrow \text{non}$$

$$1,43 \rightarrow \text{si } 1,43 > 0,96 \rightarrow \text{oui}$$

Sens y :

$$1,43 \rightarrow \text{si } 1,43 \leq 0,82 \rightarrow \text{non}$$

$$1,43 \rightarrow \text{si } 0,82 < 1,43 < 1,06 \rightarrow \text{non}$$

$$1,43 \rightarrow \text{si } 1,43 > 1,06 \rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$T_x = 0,74 * 1,3 = 0,96 \rightarrow 1,43 > 0,96$$

$$T_y = 0,82 * 1,3 = 1,06 \rightarrow 1,43 > 1,06$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,96} \right)^{2/3} = 1,42$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{1,06} \right)^{2/3} = 1,33$$

Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,42 \cdot 1,15}{5} W = 0,08W$$

$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,33 \cdot 1,15}{5} W = 0,076W$$

Modèle 1^{er} :

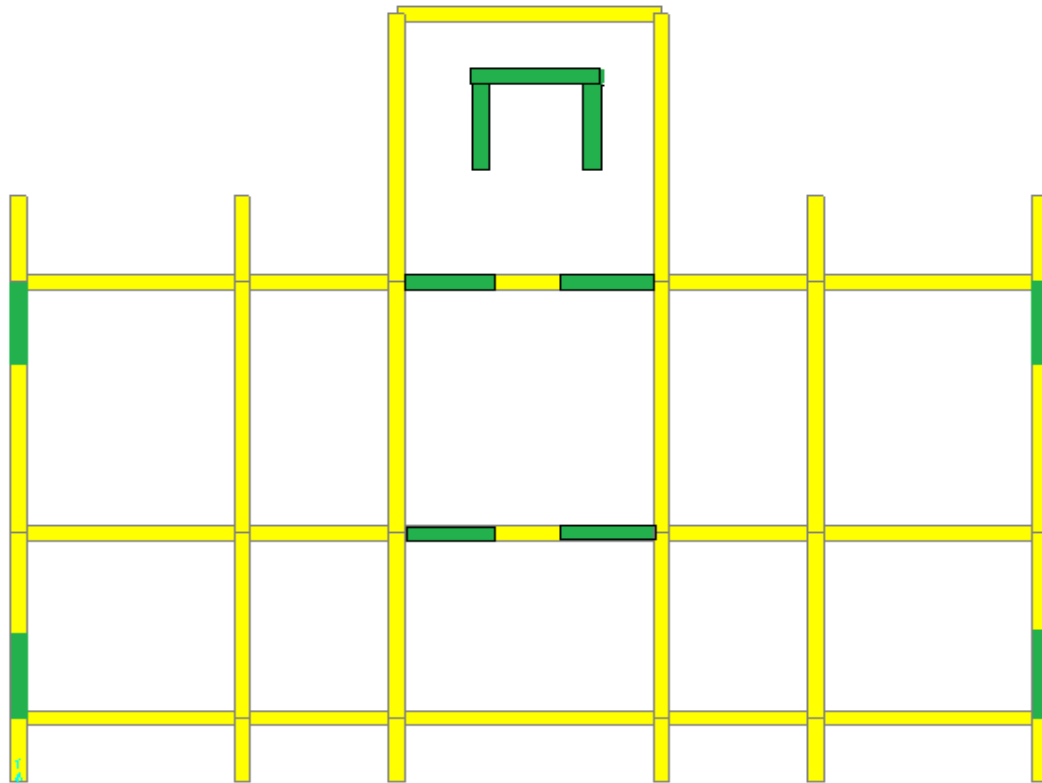


Figure IV. 1: Vue de la disposition des voiles.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 2: Participation massique du modèle 1.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,436213	0,000000069	0,7296	0,000000069	0,7296
2	1,338162	0,75182	6,044E-08	0,75182	0,7296
3	1,132384	0,00841	6,078E-09	0,76024	0,7296
4	0,412938	0,12163	0,000006516	0,88186	0,72961
5	0,410385	0,000005641	0,14622	0,88187	0,87583
6	0,325302	0,01122	1,925E-08	0,89309	0,87583
7	0,210973	0,04334	4,188E-08	0,93643	0,87583
8	0,190762	5,911E-08	0,05681	0,93643	0,93264
9	0,159247	3,398E-08	0,00016	0,93643	0,93279
10	0,153057	0,00708	3,173E-08	0,94351	0,93279
11	0,14199	0,00172	5,457E-09	0,94523	0,93279
12	0,134161	3,115E-09	0,00042	0,94523	0,93322

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,43 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « **sap2000** » on a :

$$W = 41752,73 \text{ KN}$$

- $V_x = 3340,21 \text{KN} \Rightarrow 0,8V_x = 2672,16 \text{ KN}$
- $V_y = 3173,2 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 2538,56 \text{KN}$

$$V_{tx} = 2722,68 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2594,88 \text{ KN}$$

Donc :

$V_{tx} > 0,8V_x$ et $V_{ty} > 0,8V_y$ la condition est vérifiée .

a- Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

Tableau IV. 3: Vérification des déplacements inter-étage du modèle 1.

Étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
10	5,45	5,74	27,25	28,7	1,5	2,25	3,23	Vérifiée
9	5,15	5,29	25,75	26,45	1,85	2,45	3,23	Vérifiée
8	4,78	4,80	23,9	24	2,15	2,65	3,23	Vérifiée
7	4,35	4,27	21,75	21,35	2,4	2,85	3,23	Vérifiée
6	3,87	3,7	19,35	18,5	2,7	3	3,23	Vérifiée
5	3,33	3,1	16,65	15,5	2,9	3,1	3,23	Vérifiée
4	2,75	2,48	13,75	12,4	3,1	3,1	3,23	Vérifiée
3	2,13	1,86	10,65	9,3	3,05	2,95	3,23	Vérifiée
2	1,52	1,27	7,6	6,35	2,95	2,7	3,23	Vérifiée
1	0,93	0,73	4,65	3,65	2,6	2,2	3,23	Vérifiée
RDC	0,41	0,29	2,05	1,45	2,05	1,45	4,42	Vérifiée

b-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

 B_c : section de poteau N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

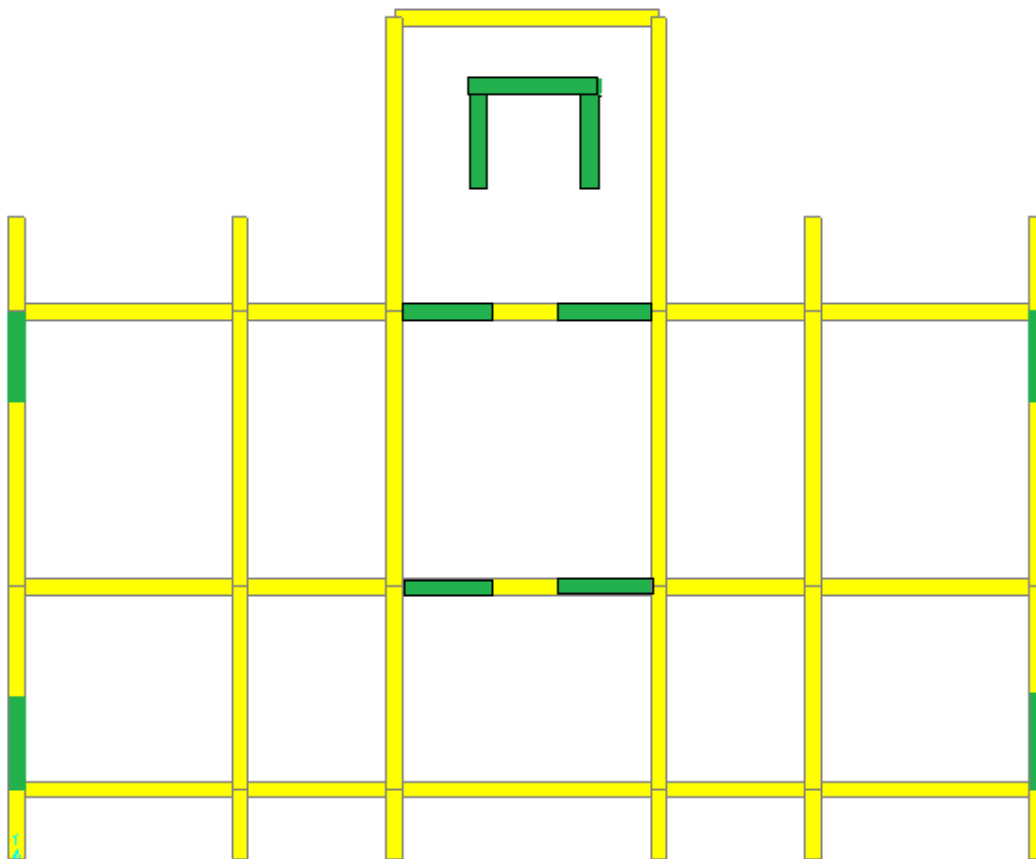
Niveau	$S_{poteaux}$	$N_{d \max}$	ν	ν_{RPA}	Observations
10 ^{ème}	35x35	162,229	0,053	0,3	vérifiée
9 ^{ème}	35x35	356,096	0,116	0,3	vérifiée
8 ^{ème}	35x35	607,561	0,198	0,3	vérifiée
7 ^{ème}	40x40	871,157	0,218	0,3	vérifiée
6 ^{ème}	40x40	1141,589	0,285	0,3	vérifiée
5 ^{ème}	40x40	1414,098	0,354	0,3	vérifiée
4 ^{ème}	40x40	1687,681	0,422	0,3	vérifiée
3 ^{ème}	45x45	1968,652	0,389	0,3	vérifiée
2 ^{ème}	45x45	2250,474	0,445	0,3	Non vérifiée
1 ^{er}	45x45	2527,034	0,499	0,3	Non vérifiée
RDC	45x45	2797,285	0,553	0,3	Non vérifiée

Remarque :

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “**RPA99 version 2003**”. Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Tableau IV. 5: nouveau section des poteaux.

Niveau	S _{poteaux}
RDC 1 ^{er}	65x65
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45

-Modèle final :**Figure IV. 2:** Vue de la disposition des voiles.

b- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 6: participation massique du modèle final.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,261474	2,059E-07	0,72696	2,059E-07	0,72696
2	1,210183	0,75505	1,957E-07	0,75505	0,72696
3	0,999048	0,00043	1,279E-08	0,75548	0,72696
4	0,374775	0,12403	6,585E-07	0,87951	0,72696
5	0,36943	5,967E-07	0,14401	0,87951	0,87097
6	0,295542	0,00516	7,698E-09	0,88467	0,87097
7	0,191911	0,04725	2,308E-08	0,93192	0,87097
8	0,175131	3,121E-08	0,05743	0,93192	0,9284
9	0,141665	0,00459	2,384E-08	0,93651	0,9284
10	0,131711	1,502E-07	0,0001	0,93651	0,9285
11	0,121789	0,007	7,688E-09	0,94351	0,9285
12	0,117713	0,01658	8,414E-09	0,96009	0,9285

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,26$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

c- Résultantes des forces sismiques :

$$W = 44241,539 \text{ KN} \Rightarrow V^X = 3539,32 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_X = 2831,45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V^Y = 3362,35 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_Y = 2689,88 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_t^x = 3071,69 \text{ KN} \\ V_t^y = 2946,41 \text{ kN} \end{cases}$$

$V_{tx} > 0,8V_X$ et $V_{ty} > 0,8V_Y$ la condition est vérifiée .

d- Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : *he* représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* dans le sens *x-x* (idem dans le sens *y-y*, Δ_K^y).

Tableau IV. 7: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
10	4,47	4,84	22,35	24,2	1,1	1,8	3,23	Vérifié
9	4,25	4,48	21,25	22,4	1,4	1,95	3,23	Vérifié
8	3,97	4,09	19,85	20,45	1,7	2,2	3,23	Vérifié
7	3,63	3,65	18,15	18,25	2	2,4	3,23	Vérifié
6	3,23	3,17	16,15	15,85	2,25	2,55	3,23	Vérifié
5	2,78	2,66	13,9	13,3	2,45	2,65	3,23	Vérifié
4	2,29	2,13	11,45	10,65	2,6	2,65	3,23	Vérifié
3	1,77	1,6	8,85	8	2,6	2,55	3,23	Vérifié
2	1,25	1,09	6,25	5,45	2,5	2,35	3,23	Vérifié
1	0,75	0,62	3,75	3,1	2,15	1,85	3,23	Vérifié
RDC	0,32	0,25	1,6	1,25	1,6	1,25	4,42	Vérifié

d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveau	S _{poteaux}	N _{d max}	ν	ν_{RPA}	Observations
10 ^{ème}	45x45	192,571	0,038	0,3	vérifiée
9 ^{ème}	45x45	418,266	0,083	0,3	vérifiée
8 ^{ème}	45x45	667,537	0,132	0,3	vérifiée
7 ^{ème}	50x50	951,724	0,152	0,3	vérifiée
6 ^{ème}	50x50	1240,766	0,199	0,3	vérifiée
5 ^{ème}	55x55	1538,208	0,203	0,3	vérifiée
4 ^{ème}	55x55	1837,934	0,243	0,3	vérifiée
3 ^{ème}	60x60	2142,47	0,238	0,3	vérifiée
2 ^{ème}	60x60	2444,889	0,272	0,3	vérifiée
1 ^{er}	65x65	2745,773	0,260	0,3	vérifiée
RDC	65x65	3048,275	0,289	0,3	vérifiée

e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

IV.3.5 e-1- Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 43280,69$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 9332,43$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 21,56 \% < 20\%$.

Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc on va diminuer l'épaisseur du voile $e = 15$ cm.

Tableau IV. 9: participation massique du modèle final (e=15).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,282073	1,682E-07	0,7341	1,682E-07	0,7341
2	1,231574	0,76233	1,626E-07	0,76233	0,7341
3	1,017568	0,00001538	2,169E-08	0,76234	0,7341
4	0,386096	0,12311	0,000001517	0,88546	0,7341
5	0,383459	0,000001346	0,14105	0,88546	0,87515
6	0,307789	0,00309	2,362E-09	0,88854	0,87515
7	0,200636	0,04667	1,676E-08	0,93522	0,87515
8	0,185857	2,072E-08	0,05563	0,93522	0,93078
9	0,150803	0,00331	1,411E-08	0,93853	0,93078
10	0,133769	0,00000026	0,00012	0,93853	0,9309
11	0,126491	0,02066	1,546E-08	0,95919	0,9309
12	0,120921	0,00278	1,018E-09	0,96197	0,9309

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,28$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

e- Résultantes des forces sismiques :

$$W = 43314,35 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V^X = 3465,14 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0,8V_X = 2772,11 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \quad V^Y = 3291,89 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0,8V_Y = 2633,51 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_t^x = 2994,68 \text{ KN} \\ V_t^y = 2870,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$V_{tx} > 0,8V_x$ et $V_{ty} > 0,8V_y$ la condition est vérifiée .

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final (e=15).

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
10	4,57	4,91	22,85	24,55	1,3	1,75	3,23	Vérifié
9	4,31	4,56	21,55	22,8	1,55	1,9	3,23	Vérifié
8	4	4,18	20	20,9	1,85	2,2	3,23	Vérifié
7	3,63	3,74	18,15	18,7	2,1	2,35	3,23	Vérifié
6	3,21	3,27	16,05	16,35	2,35	2,6	3,23	Vérifié
5	2,74	2,75	13,7	13,75	2,5	2,65	3,23	Vérifié
4	2,24	2,22	11,2	11,1	2,6	2,7	3,23	Vérifié
3	1,72	1,68	8,6	8,4	2,6	2,65	3,23	Vérifié
2	1,2	1,15	6	5,75	2,4	2,4	3,23	Vérifié
1	0,72	0,67	3,6	3,35	2,1	2	3,23	Vérifié
RDC	0,3	0,27	1,5	1,35	1,5	1,35	4,42	Vérifié

Tableau IV. 11: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux (e=15).

Niveau	S _{poteaux}	N _{d max}	ν	ν_{RPA}	Observations
10 ^{ème}	45x45	199,81	0,039	0,3	vérifiée
9 ^{ème}	45x45	433,203	0,086	0,3	vérifiée
8 ^{ème}	45x45	680,655	0,134	0,3	vérifiée
7 ^{ème}	50x50	957,37	0,153	0,3	vérifiée
6 ^{ème}	50x50	1248,451	0,200	0,3	vérifiée
5 ^{ème}	55x55	1548,013	0,205	0,3	vérifiée
4 ^{ème}	55x55	1849,951	0,245	0,3	vérifiée
3 ^{ème}	60x60	2156,831	0,240	0,3	vérifiée
2 ^{ème}	60x60	2461,768	0,274	0,3	vérifiée
1 ^{er}	65x65	2777,37	0,263	0,3	vérifiée
RDC	65x65	3098,387	0,293	0,3	vérifiée

f-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

IV.3.6 f-1- Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 47234,72$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 9422,23$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19,94 \% < 20\%$.

Tableau IV. 12: Distribution des efforts

Niveau	E Poteau(KN)		E Total (KN)		Ep/Et(%)		observations	
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
10	433,63	431,85	483,42	496,4	89	87	Ok	Ok
9	625,49	640,76	967,67	982,10	65	65	Ok	Ok
8	731	701,96	1352,75	1346,27	54	52	Ok	Ok
7	1046,62	967,84	1680,08	1638,69	62	59	Ok	Ok
6	1304,48	984,08	1959,98	1894,25	66	52	Ok	Ok
5	1297,69	1209,99	2204,93	2210,39	59	55	Ok	Ok
4	1467,7	1313,63	2429,1	2328,42	60	55	Ok	Ok
3	1384,25	1390,95	2628,03	2516,29	51	56	Ok	Ok
2	1427,22	1279,35	2793,54	2679,34	51	47	Ok	Ok
1	1161,55	1318,63	2993,59	2807,65	40	46	Ok	Ok
RDC	1279,07	1191,94	2994,57	2870,04	42	41	Ok	Ok

- Les conditions sont vérifiées donc le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 5

f-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13: Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final (e=15).

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx(m)	Δy(m)	Hk(m)	θ _x	θ _y	condition	observation
10	2937,5	483,42	496,4	0,26	0,35	3.23	0,005	0,006	0,1	vérifiée
9	6957,46	967,67	982,1	0,31	0,38	3.23	0,007	0,008	0,1	vérifiée
8	10747,13	1352,75	1346,27	0,37	0,44	3.23	0,009	0,011	0,1	vérifiée
7	14660,75	1680,08	1638,69	0,42	0,47	3.23	0,011	0,013	0,1	vérifiée
6	18550,75	1959,98	1894,25	0,47	0,52	3.23	0,014	0,016	0,1	vérifiée
5	21420,82	2204,93	2210,39	0,5	0,53	3.23	0,015	0,016	0,1	vérifiée
4	25219,12	2429,1	2328,42	0,52	0,54	3.23	0,017	0,018	0,1	vérifiée
3	30567,99	2628,03	2516,29	0,52	0,53	3.23	0,019	0,020	0,1	vérifiée
2	34635,65	2793,54	2679,34	0,48	0,48	3.23	0,018	0,019	0,1	vérifiée
1	38804,24	2993,59	2807,65	0,42	0,4	3.23	0,017	0,017	0,1	vérifiée
RDC	43314,35	2994,57	2870,04	0,3	0,27	4,42	0,010	0,009	0,1	vérifiée

On constate d'après le (tableau IV.16) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5 Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8 \cdot V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8 \cdot V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure, il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur R= 5 vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(19,94%).

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400MPa$

V.1.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 [1] :

a.1. ELU : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS : Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- N^{min}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.1.3 Recommandation selon *rpa99 version 2003* :

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20 cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N_{max} , N_{min} , M^{corr})Tableau V. 1: Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , N_{min} , M_{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	$M2^{cor}$	$M3^{cor}$	A'_s	A_s	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
		N^{max} (kN)	(kNm)	(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	
RDC 1 ^{er}	65x65	-1404,821	10,6986	-6,353	0	0	38
		-3544,385	42,6976	-0,634	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-1095,375	11,1564	-8,911	0	0	32,4
		-2823,703	107,5973	-1,783	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-791,078	12,0224	-11,33	0	0	27,23
		-2133,212	110,7643	-1,8926	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-499,663	12,7293	13,098	0	0	22,5
		-1455,975	107,6313	-1,8054	0	0	22,5
9 ^{ème} 8 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-93,573	15,0552	-23,314	0	0	18,23
		-801,781	-36,0866	-27,211	0	0	18,23

b. ($M2$, N^{corr})Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable ($M2$ max, N_{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	$M2^{max}$	N^{corr}	A'_s	A_s	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	
RDC 1 ^{er}	65x65	-145,6078	-3129,756	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-139,8802	-2439,208	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-138,8292	-1761,481	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-136,4318	-1096,427	0	0	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-124,9714	-443,961	0	0	18,23

c. (M_3^{max}, N^{corr})

Tableau V. 3: Ferraillages des poteaux situation durable ($M_3 \text{ max}, N_{corr}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	19,6428	-2253,345	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	25,9543	-2060,39	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-23,8275	-1806,38	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	27,6946	-1589,559	0	0	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	23,8481	-1380,5	0	0	18,23

Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V. 4: Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N_{max} N_{min}, M_{corr}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M_2^{cor} (kNm)	M_3^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
		N^{max} (kN)					
RDC 1 ^{er}	65x65	-292,426	78,4587	-1,3086	0	0	38
		-3098,387	-19,8395	-254,40	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-356,397	251,3511	-1,4341	0	7,47	32,4
		-2461,768	-10,8179	-4,5293	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-406,522	278,846	-3,0245	0	10	27,23
		-1849,951	14,128	-5,1326	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-272,309	215,4853	-4,6474	0	9,51	22,5
		-1248,451	26,4282	-4,8819	0	0	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-23,534	138,744	-11,572	0	8,9	18,23
		-680,655	-30,2241	-109,98	0	0	18,23

b. ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V. 5: Ferraillages des poteaux situation durable ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_2^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC1 ^{er}	65x65	-319,0811	-1784,033	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-307,2619	-1238,847	0	0,39	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	278,846	-406,522	0	10	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	215,4853	-272,309	0	9,51	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	149,2788	-176,807	0	7,76	18,23

($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V. 6: Ferraillages des poteaux situation durable ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC1 ^{er}	65x65	270,7821	-1886,752	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-217,8951	-2100,32	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-210,5947	-1486,559	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-200,3801	-1486,559	0	0	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-173,0692	-920,41	0	0	18,23

Situation accidentelle :

- Combinaison : $0.8G+E$

a. (N^{max} , N^{min} , M^{corr})

Tableau V. 7: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M_2^{cor} (kNm)	M_3^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
		N^{max} (kN)					
RDC 1 ^{er}	65x65	16,012	77,1408	-0,662	0	3,46	38
		-2385,427	-16,7642	-253,09	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-107,35	249,0586	0,0366	0	10,44	32,4
		-1900,945	-33,1763	-4,7692	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-228,461	255,1039	0,0687	0	10,7	27,23
		-1425,583	-8,9736	-5,382	0	0	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-171,272	212,2856	-1,4236	0	10,5	22,5
		-958,569	3,9273	-5,147	0	0	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-4,417	135,2063	-5,9832	0	8,89	18,23
		-514,895	-22,6697	-103,36	0	0	18,23

b. (M_2^{max} , N^{corr})

Tableau V. 8: Ferrillages des poteaux situation durable (M_2^{max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_2^{max}	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-316,0396	-1498,338	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-304,5111	-1014,48	0	2,66	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	275,8492	-247,5	0	11,68	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	212,3202	-171,403	0	10,5	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	146,6186	-103,658	0	4,87	18,23

c. (M_3^{max}, N^{corr})

Tableau V. 9: Ferraillages des poteaux situation durable (M_3^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC1 ^{er}	65x65	-267,8778	-1719,461	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-210,6189	-1615,322	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-202,1549	-1135,704	0	1,61	27,23
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-164,3563	-697,509	0	1,15	22,5
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-117,8788	-499,061	0	1,57	18,23

V.1.4 Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	$A_{s\ necc}$ [cm ²]	Choix des barres	A_s choisit [cm ²]
RDC1 ^{er}	65x65	38	3,46	20T16	40,2
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	32,4	11,68	20T16	40,2
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	27,23	10,7	12T16+8T14	36,44
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	22,50	10,5	12T16+8T14	36,44
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	18,23	8,89	20T14	30,8

V.1.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

• Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

• Fissuration préjudiciable.... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

• Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63MPa$.

a. N_{max}^{ser} N_{min}^{ser} ; M_{cor}^{ser} :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min}^{ser}	$M2^{ser}$ (kN)	$M3^{ser}$ (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		N_{max}^{ser} (kNm)							
RDC1 ^{er}	65x65	-1030,50	7,7928	-4,645	35,5	201.63	2,39	15	Vérifiée
		-2600,24	31,2937	-0,499	92,4	201.63	6,25	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-803,289	8,1029	-6,489	32,7	201.63	2,21	15	Vérifiée
		-2071,27	78,7849	-1,393	101	201.63	7,04	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-579,993	8,726	-8,240	29,3	201.63	2,42	15	Vérifiée
		-1564,68	81,0916	-1,477	99,3	201.63	7,05	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-366,262	9,2414	-9,519	23,6	201.63	3,71	15	Vérifiée
		-1067,90	78,7904	-1,413	92,7	201.63	6,78	15	Vérifiée
8 ^{ème}	45x45	-68,563	10,9652	-16,96	18,7	201.63	1,63	15	Vérifiée
9 ^{ème} 10 ^{ème}		-587,201	-26,4154	-19,78	54,5	201.63	3,94	15	Vérifiée

b. $M_2^{ser}_{cor}$; N^{ser}_{max} :

Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$M_2^{ser}_{max}$ (kNm)	N^{ser}_{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	117,433	-2329,6	103,7	201.63	7,25	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-102,38	-1788,9	97,1	201.63	6,87	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-101,61	-1291,7	94,5	201.63	6,85	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-99,862	-804,00	89,6	201.63	6,78	15	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	-91,465	-325,55	90,1	201.63	8,04	15	Vérifiée

c. $M_3^{ser}_{cor}$; N^{ser}_{max} :

Tableau V. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$M_3^{ser}_{max}$ (kNm)	N^{ser}_{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	-32,3393	-1891,4	69,4	201.63	4,72	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	30,0958	-1446,0	63,4	201.63	4,34	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	30,4996	-1055,3	58,2	201.63	4,04	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	29,8191	-681,77	49,8	201.63	3,55	15	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	31,5974	-141,49	33,79	201.63	2,95	15	Vérifiée

V.1.6 Vérification de l'effort tranchant :

V.1.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V. 14: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	173,73	0,45	4,75	0,040	1	2,5	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	181,68	0,56	3,76	0,040	1	2,5	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	168,87	0,62	4,5	0,040	1	2,5	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème}	50x50	129,89	0,57	4,5	0,040	1	2,5	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	88,95	0,48	5	0,040	1	2,5	Vérifiée

V.1.6.2 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

∅_t : Diamètre des armatures transversales.

∅_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 15: Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Rdc 1 ^{er}	65x65	20T16	16	10	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60x60	20T16	16	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	55x55	12T16+8T14	16-14	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	50x50	12T16+8T14	16-14	10	15
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	45x45	20T14	14	10	15

Tableau V. 16: Le choix des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC1 ^{er}	65x65	3,09	4,75	2,5	173,73	N	10	1,67	8T8	4,02
						C	15	2,5	8T8	4,02
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	60x60	2.261	3,76	2,5	181,68	N	10	1,89	8T8	4,02
						C	15	2,83	8T8	4,02
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	55x55	2.261	4,5	2,5	168,87	N	10	1,91	8T8	4,02
						C	15	2,87	8T8	4,02
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	50x50	2.261	4,5	2,5	129,29	N	10	1,61	8T8	4,02
						C	15	2,42	8T8	4,02
8 ^{ème} / 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45x45	2.261	5	2,5	88,95	N	10	1,23	8T8	4,02
						C	15	1,85	8T8	4,02

V.1.7 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100$ cm

T16..... $L_r = 80$ cm

V.1.8 Ferrailage des poteaux sous-sol sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

On a déterminé l'effort normal réduit avec SAP 2000

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (RDC) = **4243,35 KN**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (sous-sol) = **494,70 KN**

$$N_U = N_u(\text{rdc}) + N_u(\text{sous-sol}) = (4243,35 + 494,7) = 4738,05 \text{ KN}$$

d. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 4,08 \cdot 10^2}{18,76} = 15,22 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$
- $B_r = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$

D'où:

$$A_s \geq \left(\frac{4738,05 \times 10^3}{0,82} - \frac{3969 \times 10^2}{0,9} \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -45,19 \Rightarrow A_s < 0$$

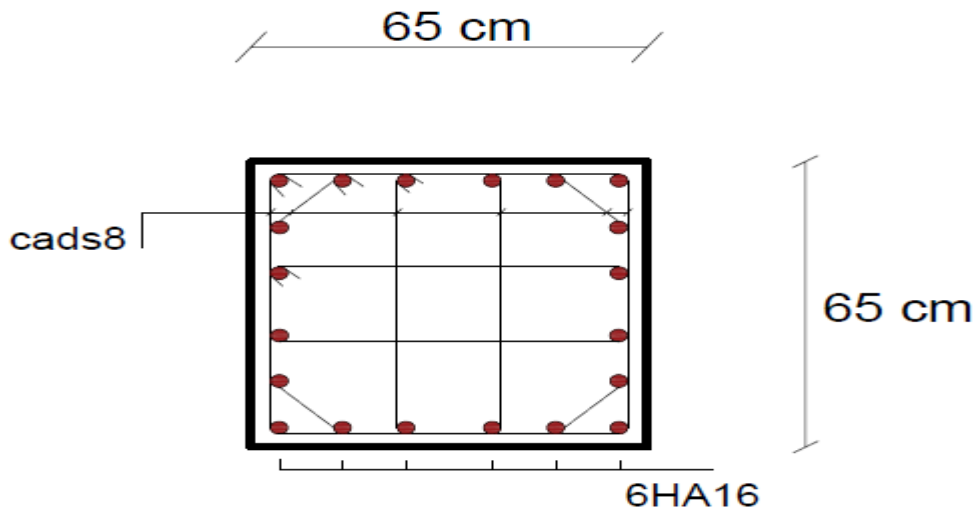
$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 38 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

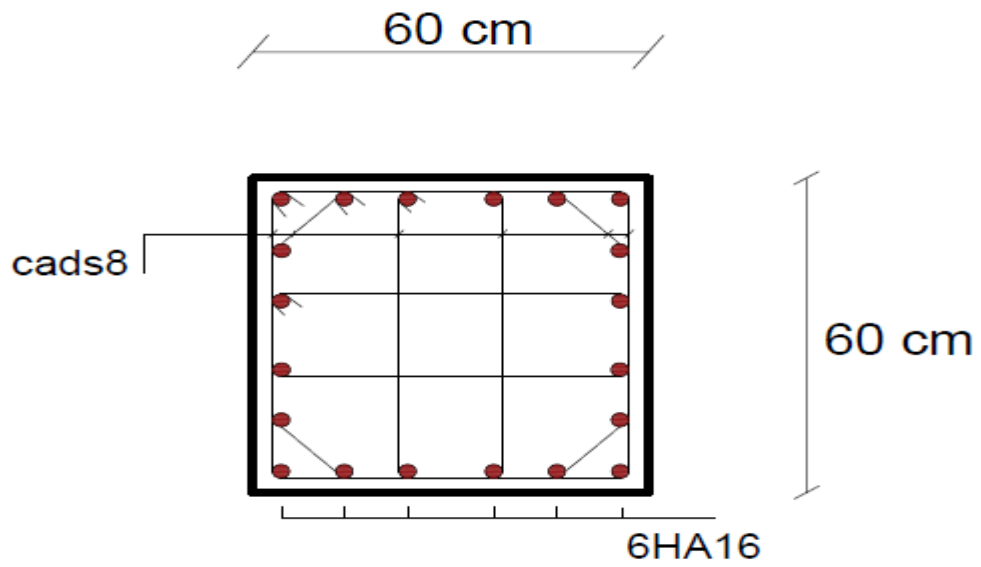
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V. 17: Ferraillage des Poteaux du sous-sol.

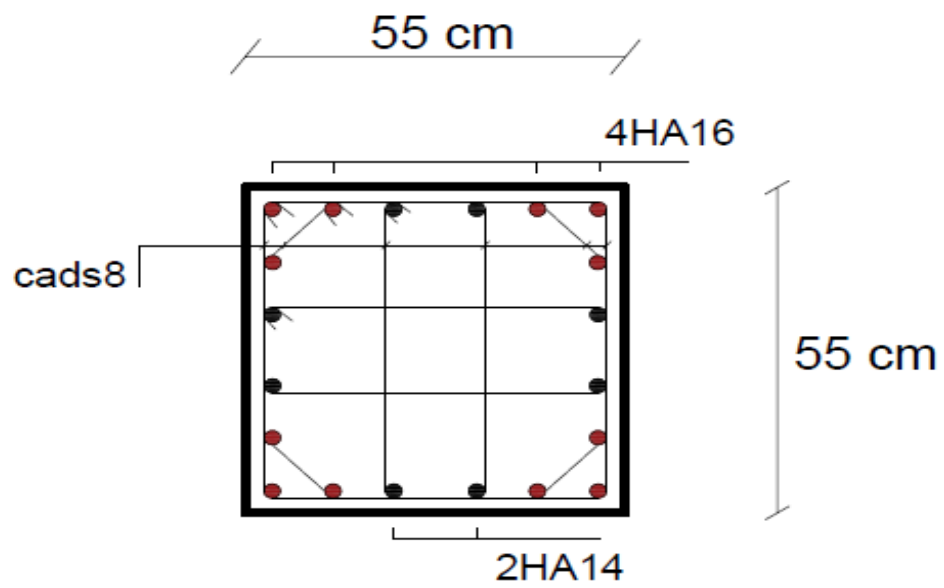
Type du poteau	Section (Cm ²)	Chois	A _s adopté (Cm ²)
Poteau sous-sol	65x65	20T16	40,2



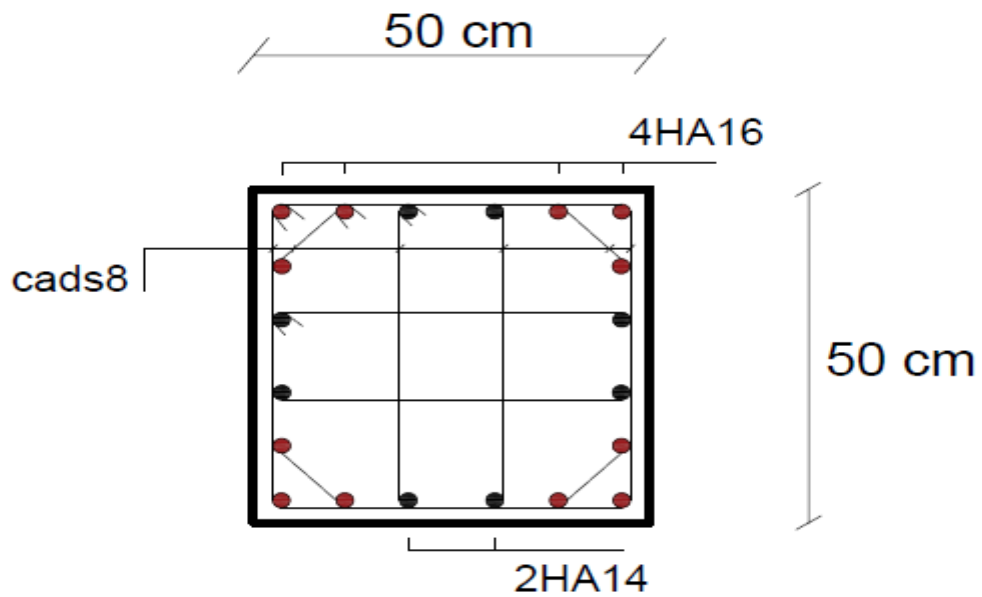
Poteau Rdc 1^{er} étage :(65x65).



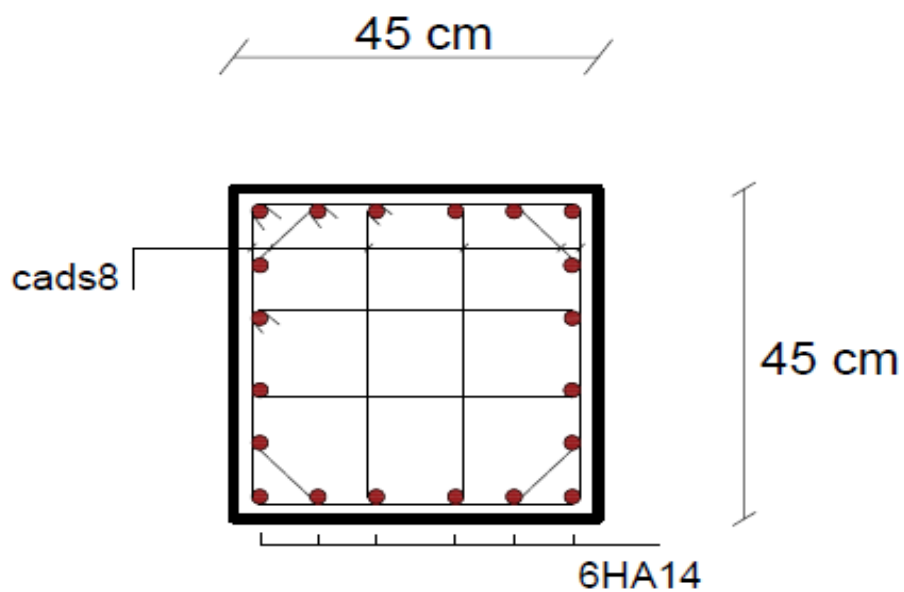
Poteau 2^{eme} et 3^{eme} étage : (60x60).



Poteau 4^{eme} et 5^{eme} étage :(55x55).



Poteau 6^{eme} et 7^{eme} étage :(50x50).



Poteau 8^{eme} et 9^{eme} 10^{eme} étage :(45x45).

Figure V. 1: Ferraillage des poteaux.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2.2 Les combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.2.3 Recommandation du rpa99 version 2003 :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L.$

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\varphi \right]$ (Zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

V.2.4 Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP**.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 30 x 45 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 40 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

V.2.4.1 Poutre porteuse type 1 (30x 45)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 18: Ferraillage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	115,4531	8,53	0	6,75
		Appui	-250,6509	0	21,56	6,75
1 ^{er}	30x 45	Travée	114,5157	8,45	0	6,75
		Appui	-253,2088	0	21,86	6,75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	115,5839	8,54	0	6,75
		Appui	-251,6302	0	21,68	6,75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	116,2899	8,6	0	6,75
		Appui	-250,65	0	21,56	6,75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	117,335	8,68	0	6,75
		Appui	-248,7006	0	21,33	6,75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	118,4917	8,78	0	6,75
		Appui	-246,4686	0	21,07	6,75
6 ^{ème}	30x 45	Travée	120,0262	8,9	0	6,75
		Appui	-243,2453	0	20,7	6,75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	121,6981	9,04	0	6,75
		Appui	-239,8302	0	20,31	6,75
8 ^{ème}	30x 45	Travée	124,2768	9,26	0	6,75
		Appui	-234,2377	0	19,68	6,75
9 ^{ème}	30x 45	Travée	125,3558	9,34	0	6,75
		Appui	-232,9183	0	19,54	6,75
10 ^{ème}	30x 45	Travée	52,8997	3,72	0	6,75
		Appui	-124,7566	0	9,3	6,75

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 19: Ferraillage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	212,4698	14,28	0	6,75
		Appui	-269,945	0	19,05	6,75
1 ^{er}	30x 45	Travée	271,436	19,18	0	6,75
		Appui	-298,6529	0	21,67	6,75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	274,56	19,46	0	6,75
		Appui	-302,124	0	22	6,75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	285,994	19,25	0	6,75
		Appui	-312,5173	0	23,01	6,75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	272,271	16,96	0	6,75
		Appui	-315,1775	0	23,27	6,75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	245,6398	16,96	0	6,75
		Appui	-312,1595	0	22,97	6,75
6 ^{ème}	30x 45	Travée	222,9598	15,11	0	6,75
		Appui	-304,4149	0	22,22	6,75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	206,7771	13,83	0	6,75
		Appui	-291,5949	0	21,01	6,75
8 ^{ème}	30x 45	Travée	187,3754	12,35	0	6,75
		Appui	-277,4487	0	19,71	6,75
9 ^{ème}	30x 45	Travée	162,3037	10,51	0	6,75
		Appui	-256,8832	0	17,91	6,75
10 ^{ème}	30x 45	Travée	112,4259	7,05	0	6,75
		Appui	-142,4095	0	9,1	6,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 20: Ferraillage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	215,5895	14,52	0	6,75
		Appui	-232,7139	0	15,9	6,75
1 ^{er}	30x 45	Travée	274,9678	19,49	0	6,75
		Appui	-295,0888	0	21,33	6,75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	289,3775	20,8	0	6,75
		Appui	-309,1032	0	22,67	6,75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	275,9911	19,58	0	6,75
		Appui	-297,5951	0	21,57	6,75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	248,9708	17,24	0	6,75
		Appui	-270,3558	0	19,08	6,75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	225,0886	15,28	0	6,75
		Appui	-258,5697	0	18,06	6,75
6 ^{ème}	30x 45	Travée	209,1345	14,02	0	6,75
		Appui	-240,6502	0	16,55	6,75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	189,7753	12,54	0	6,75
		Appui	-227,2077	0	15,45	6,75
8 ^{ème}	30x 45	Travée	165,0714	10,71	0	6,75
		Appui	-207,8053	0	13,91	6,75
9 ^{ème}	30x 45	Travée	146,0309	9,35	0	6,75
		Appui	-199,3194	0	13,26	6,75
10 ^{ème}	30x 45	Travée	114,2456	7,17	0	6,75
		Appui	-126,2599	0	7,98	6,75

•Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x 45) :

Tableau V. 21: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 40).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	54	81	6,75	14,52	Travée 2T25+4T20	Travée 22,39
		Appui				21,56		
1 ^{er}	30x 45	Travée	54	81	6,75	19,49		
		Appui				21,86		
2 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	20,8		
		Appui				22,67		
3 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	19,58		
		Appui				23,01		
4 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	17,24		
		Appui				23,27		
5 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	16,96	Appui 3T25+3T20	Appui 24,15
		Appui				22,97		
6 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	15,11		
		Appui				22,22		
7 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	13,83		
		Appui				21,01		
8 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	12,54		
		Appui				19,97		
9 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	10,51		
		Appui				17,54		
10 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6,75	7,17		
		Appui				9,3		

V.2.4.2 Poutre non porteuse (30x 40) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 22: Ferraillage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Appui	-54,8576	4,43	0	6
		Travée	30,0566	0	2,37	6
1 ^{er}	30x 40	Appui	-55,2441	4,46	0	6
		Travée	29,8869	0	2,35	6
2 ^{ème}	30x 40	Appui	-54,9539	4,43	0	6
		Travée	30,1939	0	2,38	6
3 ^{ème}	30x 40	Appui	-54,7477	4,42	0	6
		Travée	30,425	0	2,4	6
4 ^{ème}	30x 40	Appui	-55,357	4,83	0	6
		Travée	30,7317	0	2,42	6
5 ^{ème}	30x 40	Appui	-57,7005	4,67	0	6
		Travée	31,0693	0	2,45	6
6 ^{ème}	30x 40	Appui	-59,8956	4,86	0	6
		Travée	31,4936	0	2,48	6
7 ^{ème}	30x 40	Appui	-61,3159	4,98	0	6
		Travée	31,9316	0	2,52	6
8 ^{ème}	30x 40	Appui	-61,2476	4,97	0	6
		Travée	32,6657	0	2,58	6
9 ^{ème}	30x 40	Appui	-65,0844	5,31	0	6
		Travée	32,3484	0	2,55	6
10 ^{ème}	30x 40	Appui	-44,0876	3,52	0	6
		Travée	25,9954	0	2,04	6

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 23: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Appui	-216,5429	17,45	0	6
		Travée	215,4769	0	17,34	6
1 ^{er}	30x 40	Appui	-165,106	12,57	0	6
		Travée	261,3728	0	22,38	6
2 ^{ème}	30x 40	Appui	-269,8185	23,41	0	6
		Travée	265,5779	0	22,89	6
3 ^{ème}	30x 40	Appui	-264,4982	22,76	0	6
		Travée	259,3299	0	22,14	6
4 ^{ème}	30x 40	Appui	-248,6799	20,9	0	6
		Travée	252,9037	0	21,39	6
5 ^{ème}	30x 40	Appui	-234,3654	19,32	0	6
		Travée	229,2723	0	18,77	6
6 ^{ème}	30x 40	Appui	-205,3669	16,33	0	6
		Travée	199,8149	0	15,79	6
7 ^{ème}	30x 40	Appui	-171,6922	13,16	0	6
		Travée	166,7193	0	12,71	6
8 ^{ème}	30x 40	Appui	-135,667	10,04	0	6
		Travée	130,4182	0	9,61	6
9 ^{ème}	30x 40	Appui	-101,4418	7,29	0	6
		Travée	92,1852	0	6,57	6
10 ^{ème}	30x 40	Appui	-76,1943	5,36	0	6
		Travée	61,9666	0	4,32	6

b. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 24: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Appui	-216,4308	17,44	0	6
		Travée	215,589	0	17,35	6
1 ^{er}	30x 40	Appui	-262,5098	22,52	0	6
		Travée	261,5198	0	22,4	6
2 ^{ème}	30x 40	Appui	-268,1404	23,21	0	6
		Travée	264,8016	0	22,8	6
3 ^{ème}	30x 40	Appui	-263,8682	22,68	0	6
		Travée	263,5937	0	22,65	6
4 ^{ème}	30x 40	Appui	-257,9215	21,97	0	6
		Travée	253,1786	0	21,42	6
5 ^{ème}	30x 40	Appui	-233,6473	19,24	0	6
		Travée	229,4162	0	18,79	6
6 ^{ème}	30x 40	Appui	-204,538	16,25	0	6
		Travée	200,0097	0	15,81	6
7 ^{ème}	30x 40	Appui	-170,8909	13,09	0	6
		Travée	166,8093	0	12,72	6
8 ^{ème}	30x 40	Appui	-134,7847	9,97	0	6
		Travée	130,5426	0	9,62	6
9 ^{ème}	30x 40	Appui	-96,1528	6,88	0	6
		Travée	92,2552	0	6,58	6
10 ^{ème}	30x 40	Appui	-29,8993	2,03	0	6
		Travée	19,9139	0	1,35	6

●Choix des armatures :

Poutres non porteuse (30x 40) :

Tableau V. 25: Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
RDC	30x 40	Travée	48	72	6	17,45	Travée 3T25+3T20	Travée 24,15
		Appui				18,5		
1 ^{er}	30x 40	Travée	48	72	6	22,52		
		Appui				22,4		
2 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	23,41		
		Appui				22,89		
3 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	22,76		
		Appui				22,65		
4 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	21,97		
		Appui				21,42		
5 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	19,32	Appui 3T25+3T20	Appui 24,15
		Appui				18,79		
6 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	16,33		
		Appui				15,81		
7 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	13,16		
		Appui				12,72		
8 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	10,04		
		Appui				9,62		
9 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	7,29		
		Appui				6,58		
10 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	5,36		
		Appui				4,32		

V.2.5 Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; F_e=400\text{MPa}$$

Tableau V. 26: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre p 1 30x45	22,39	1,46	Vérifiée
Poutre s 1 30x40	24,15	1,30	Vérifiée

V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton ^[1]

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier ^[1]

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

a. Poutres porteuses (30x 45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 27: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ ^{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	91,73	22,39	4,47	15	ok	56,8	201,6	ok
Appuis	185,36	8,59	12,45	15	ok	109,6	201,6	ok

Donc :

Travée A_{S t} = 22,39 cm² → 3T 20 + 2T 15

Appui A_{S A} = 24,15 cm² → 3T25 + 3T20

b. Poutres non porteuses (30x 40)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 28: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre S	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ ^{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	91,34	24,15	5,08	15	ok	63,6	201,6	ok
Appuis	170,48	24,15	9,47	15	ok	118,8	201,6	ok

Donc :

Travée A_{S t} = 24,15 cm² → 3T25 + 3T20

Appui A_{S A} = 24,15 cm² → 3T25 + 3T20

V.2.7 Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l’effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau V. 29: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-10 ^{ème}	Poutre p 1 30x45	149,87	1,23	2,5	Ok
RDC-10 ^{ème}	Poutre s 1 30x40	73,83	0,68	2,5	Ok

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f_e=400 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 30: Calcul des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL9 1 S _t (cm)	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t _{BAEL} cm ²	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
RDC -10 ^{ème}	Poutre p 1 30x45	149,78	1,23	35	20 et 25	10	20	10	20	1,8	1,96	4T8
RDC -10 ^{ème}	Poutre s 1 30x40	73,83	0,68	30	20 et 25	10	20	10	20	1,8	0,14	4T8

V.2.8 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

V.2.9 Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})

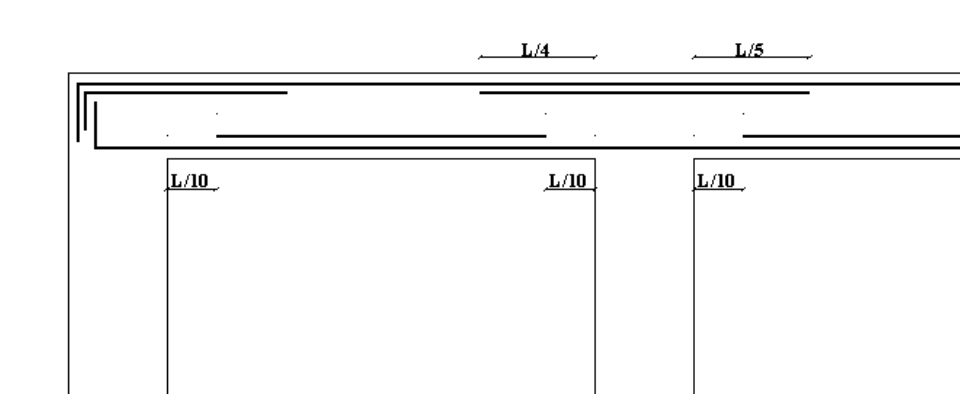


Figure V. 2: arrêts des barres.

V.2.10 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $f_1 = \frac{L}{500} = 0,91\text{cm} \Rightarrow L = 4,55 < 5\text{m}$

$f_2 = 0,5 + \frac{L}{500} = 1,51\text{cm} \Rightarrow L = 5,03 > 5\text{m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

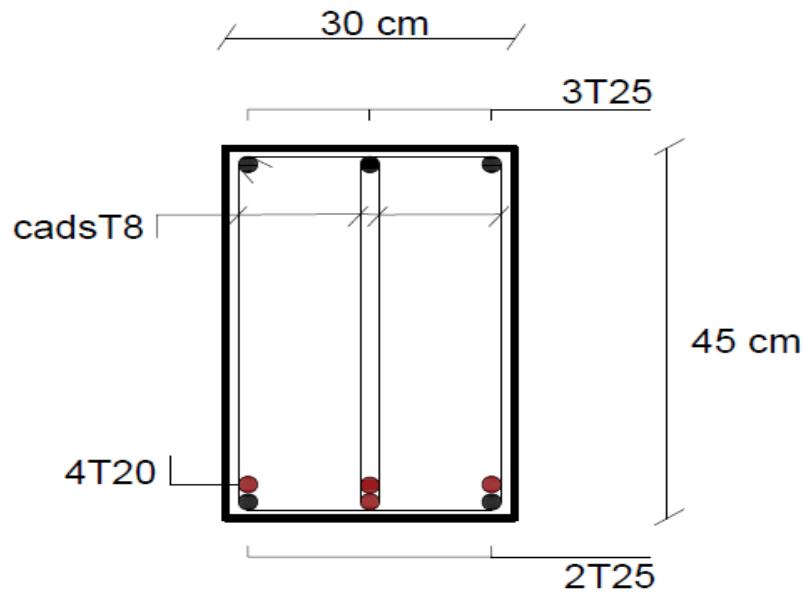
Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

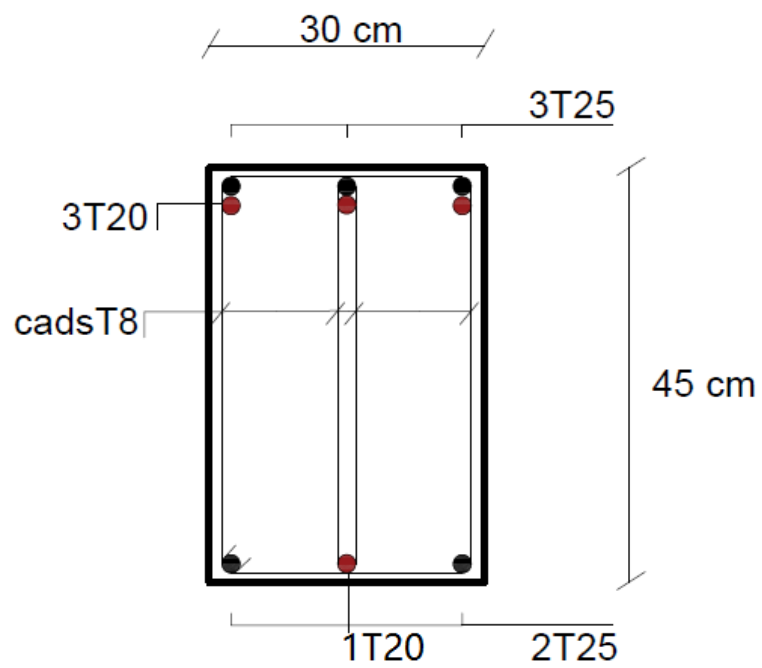
Tableau V. 31: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} KNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
30x45	5,03	91,73	22,39	453322,98	0,24	0,6	0,36	1,51
30x40	4,55	47,49	24,15	346629,12	0,12	0,3	0,18	0,91

Traveé



Appui



Poutre porteuse (30x45)

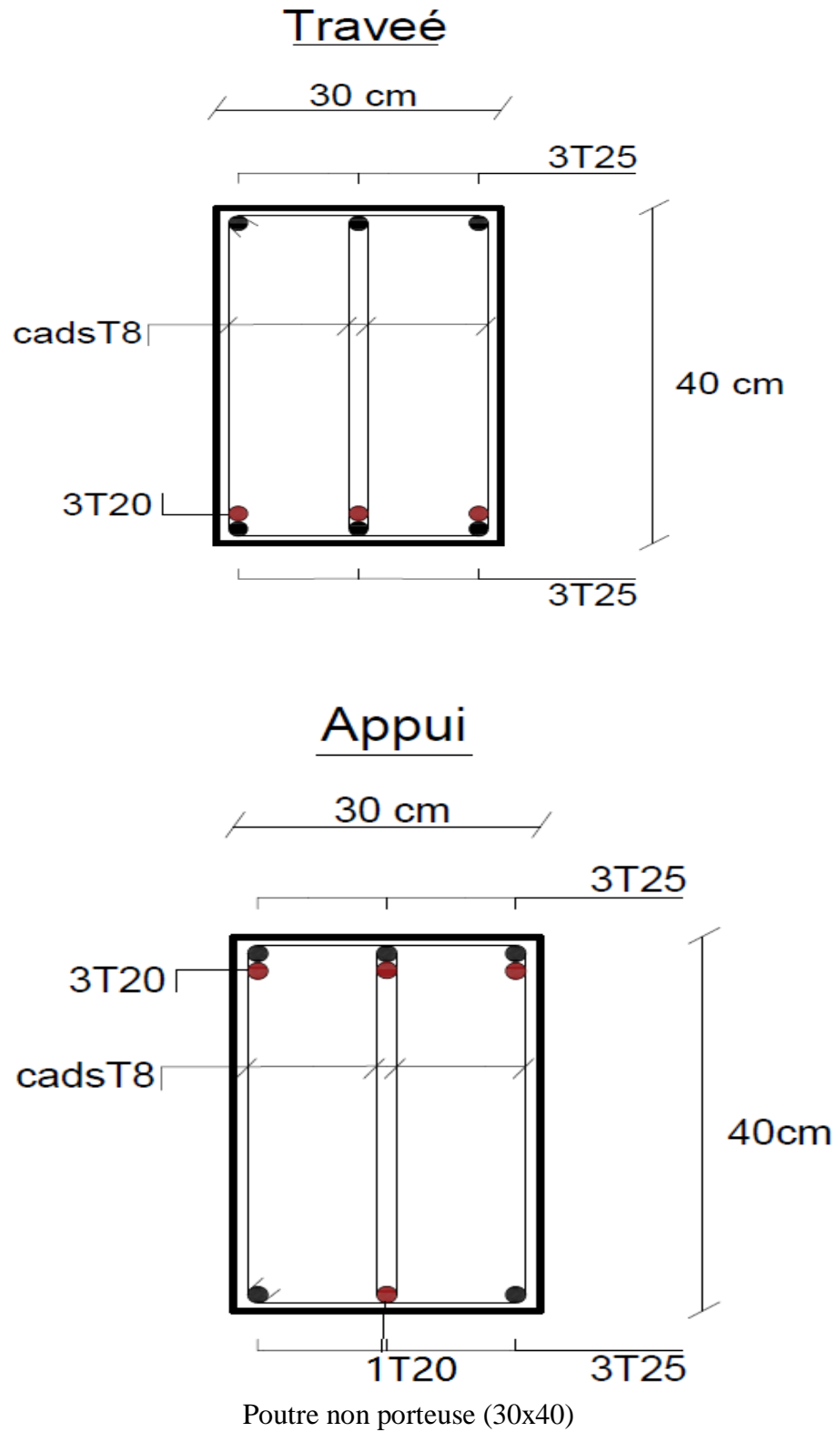


Figure V. 3: Ferraillage des poutres.

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES :

V.3.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

V.3.2 Le système de contreventement :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».
- Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.
- Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :
- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression,

ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

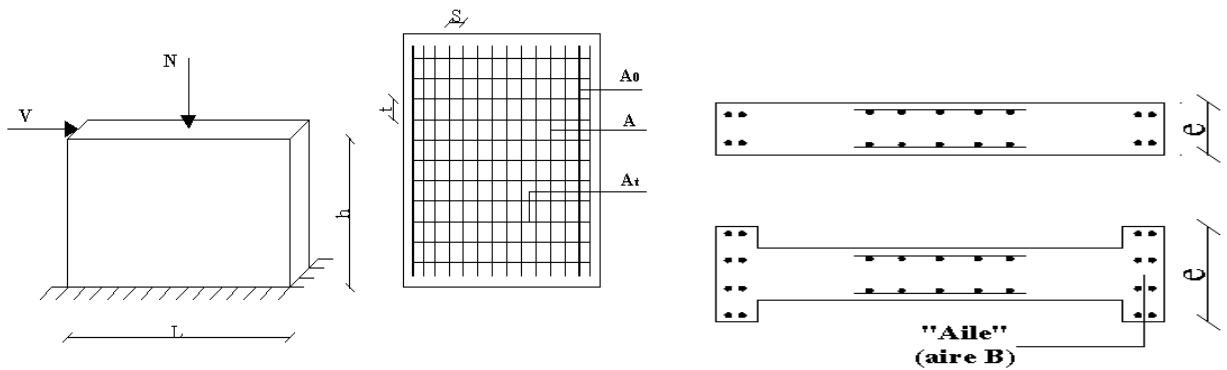
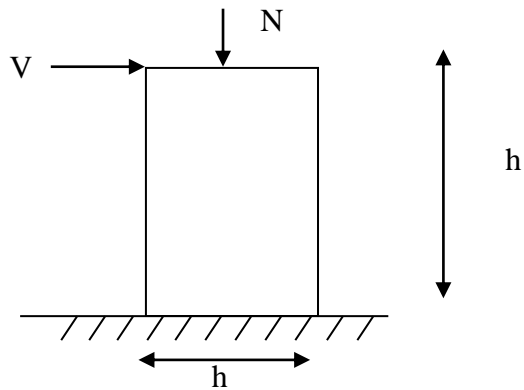


Figure V. 4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage.

V.3.3 Introduction au ferraillage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

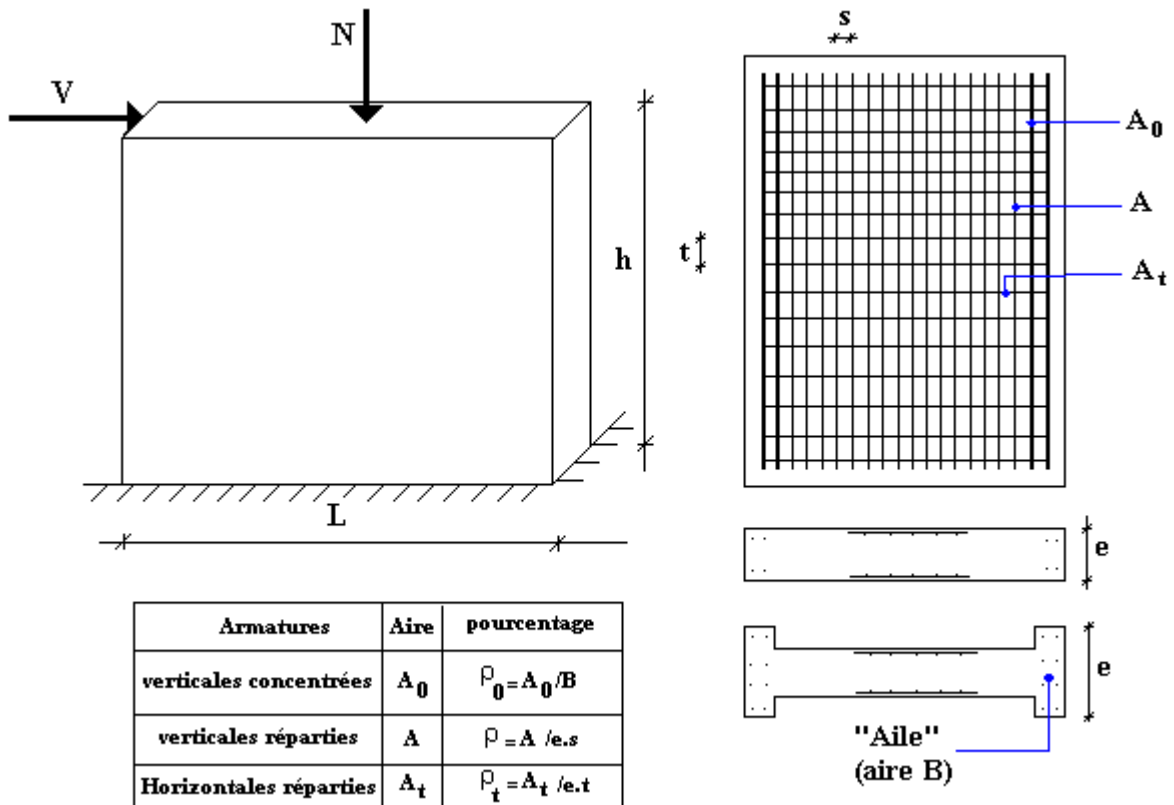


Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage .

V.3.4 Justifications sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

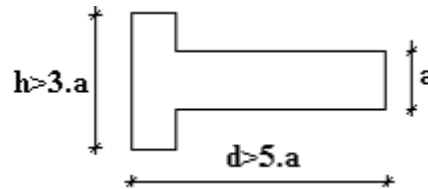


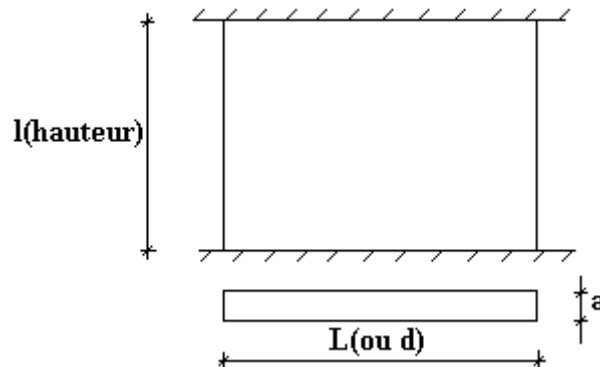
Figure V. 6: Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 32: Valeurs de (l_f/l).

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau V. 33: Calcul de $\sigma_{u\lim}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

• **Remarque :**

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

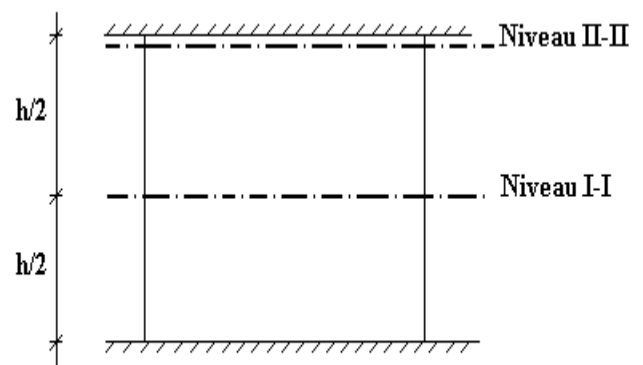
- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a



1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V. 34: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V. 35: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	8mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

i. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.3.5 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :

V.3.5.1 Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.3.5.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - ZONE COMPRIMÉE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$.

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile)

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

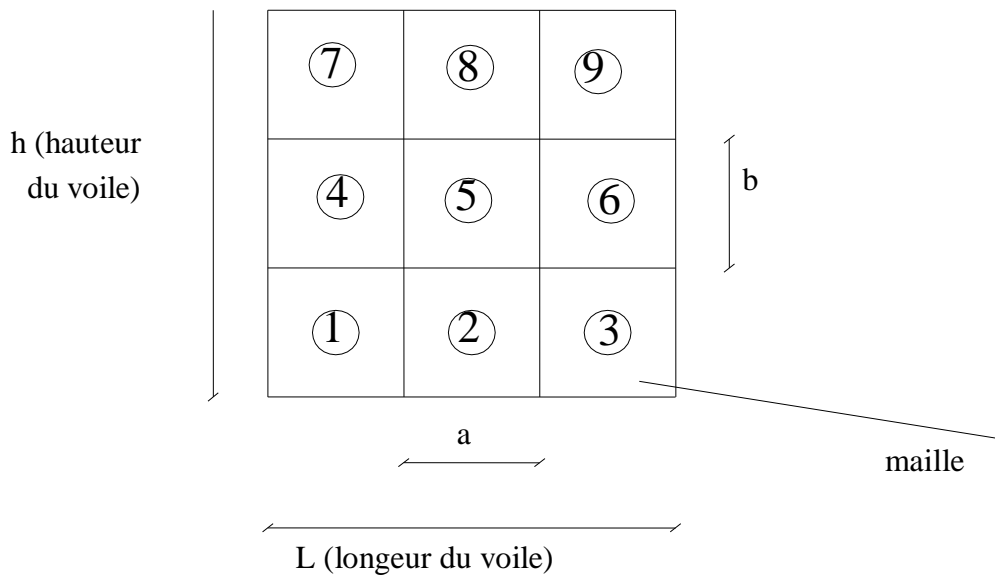


Figure V. 7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.3.5.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

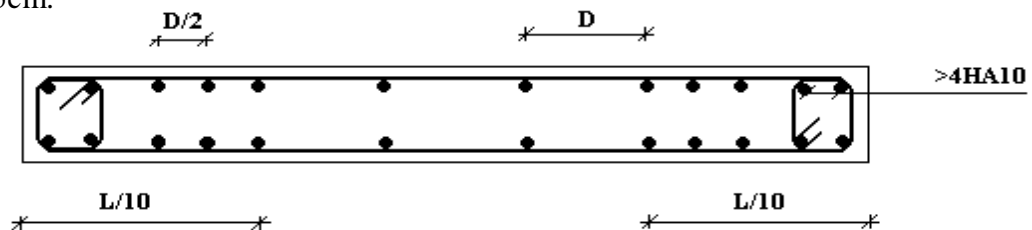
$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.3.5.4 Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des Armatures verticales des voiles

Figure V. 8: Disposition des Armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur $L = 2$ m

$a = 0,15$ m (épaisseur)

$h_e = 4,42$ m (hauteur Rdc)

Le voile est découpé en 6 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,958$ m et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

e. Contraintes limites :

Pour une hauteur Rdc de 4,42 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,42 - 0,45 = 3,97$ m (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 36: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,97 \times 0,85 = 3,37$	$0,8 \times 3,97 = 3,17$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 73,93$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 73,34$
Coefficient α		0,27	0,27
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m	$(a-0,02) = (0,15-0,02) = 0,13$	$(a-0,02)1 = (0,15-0,02)1 = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,27 \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 5,79.MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,27}{1 \times 0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 5,94.MPa$

Tableau V. 37: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m²) ($a \cdot l$) = S_j	0,15	0,15
Contrainte moyenne par bande σ_j(MPa)	4,94	4,85
Force de traction F_t(N) = $\sigma_j S_j$	0,74	0,73
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	18,53	18,19
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL : $0,1\% S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : $0,15\% S_{\text{béton}}$	2 2.25	2 2.25
Acier total (Sur deux faces en cm ²) S_i : espacement (Cm)	$2 \times 6T14$ $= 18,84$ $\frac{100}{6} = 15$	$2 \times 6T14$ $= 18,84$ $\frac{100}{6} = 15$
$S \leq (1.5 a, 30cm)$, $S \leq 22.5 cm$	vérifié	vérifié

f. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,38 (150)(1000)}{400} 1,4 = 569,25 \text{.mm}^2$$

$$A_{vj} = 5,69 \text{cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

g. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 22,5 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,38) (150) (255)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,88 \text{.cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (22,62) = 18,46 \text{.cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (17)(100) = 3 \text{.cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 18,46 \text{.cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6T14 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{6} = 150 \text{mm}$$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 225 \text{ mm}$... vérifié

V.3.6 Présentations des résultats :

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $0,8G + E$.

Zone 1 : RDC , 1^{er}

Zone 2 : 2^{ème} , 3^{ème}

Zone 3 : 4^{ème} , 5^{ème}

Zone 4 : 6^{ème} , 7^{em}

Zone 5 : 8^{ème} , 9^{ème} , 10^{ème}

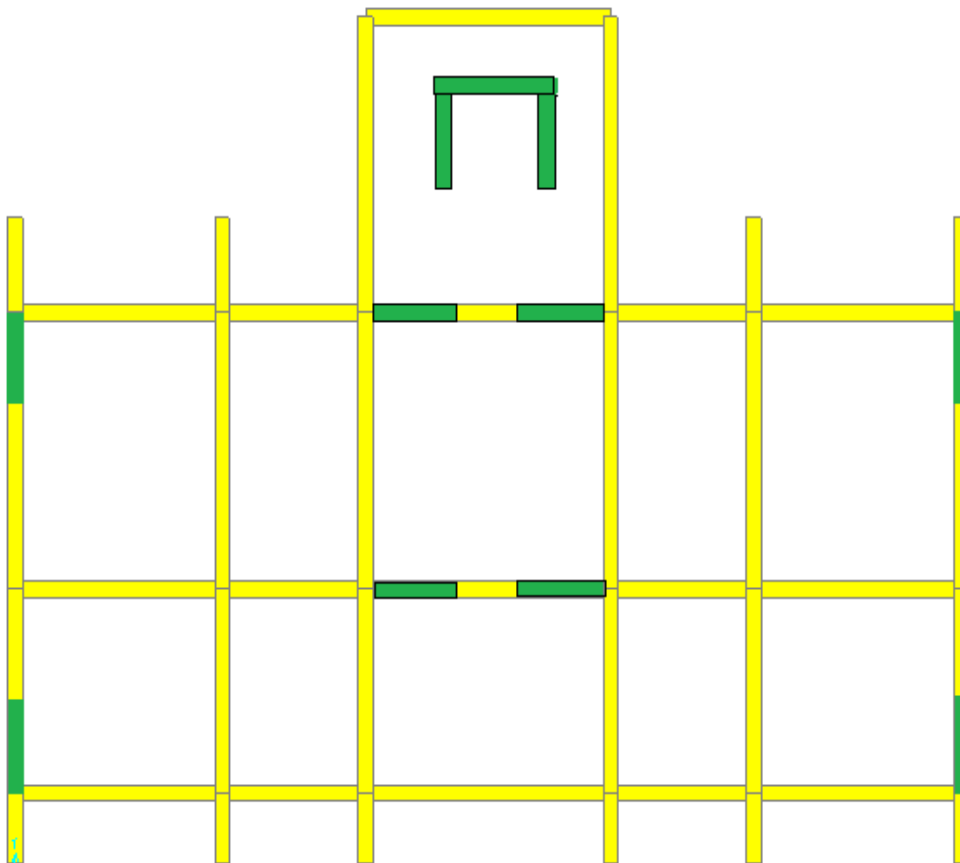


Figure V. 9: Disposition des voiles.

1. Armature verticale de traction :

Tableau V. 38: Calcul des armatures du voile V1.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
V1 zone1	1	0,15	4,94	0,74	18,53	3	2x6T14	18,84	15
	2	0,15	4,85	0,73	18,19	3	2x6T14	18,84	15
V1 zone 2	1	0,15	2,73	0,41	10,24	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,42	0,21	5,33	3	2x6T12	13,56	15
V1 zone 3	1	0,15	2,10	0,32	7,88	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,38	0,21	5,18	3	2x6T12	13,56	15
V1 zone 4	1	0,15	1,58	0,24	5,93	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,42	0,21	5,33	3	2x6T12	13,56	15
V1 zone 5	1	0,15	1,32	0,20	4,95	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,30	0,20	4,88	3	2x6T12	13,56	15

Tableau V. 39: Calcul des armatures du voile V2.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
V2 zone1	1	0,15	5,11	0,77	19,16	3	2x7T14	21,55	14
	2	0,15	5,03	0,75	18,86	3	2x7T14	21,55	14
V2 zone2	1	0,15	1,16	0,17	4,35	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,27	0,19	4,76	3	2x6T12	13,56	15
V2 zone3	1	0,15	1,56	0,23	5,85	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,53	0,23	5,74	3	2x6T12	13,56	15
V2 zone4	1	0,15	1,34	0,20	5,03	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,43	0,21	5,36	3	2x6T12	13,56	15
V2 zone5	1	0,15	1,18	0,18	4,43	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,13	0,17	4,24	3	2x6T12	13,56	15

Tableau V. 40: Calcul des armatures du voile V3

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	esp
V3 zone1	1	0,15	3,96	0,59	14,85	3	2x8T14	24,64	12,5
	2	0,15	3,88	0,58	14,55	3	2x7T14	21,55	14
V3 zone2	1	0,15	0,60	0,09	2,25	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,67	0,10	2,51	3	2x6T12	13,56	15
V3 zone3	1	0,15	0,17	0,03	0,64	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,20	0,03	0,75	3	2x6T12	13,56	15
V3 zone4	1	0,15	0,47	0,07	1,76	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,46	0,07	1,73	3	2x6T12	13,56	15
V3 zone5	1	0,15	0,69	0,10	2,59	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,65	0,10	2,44	3	2x6T12	13,56	15

Tableau V. 41: Calcul des armatures du voile V4

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	esp
V4 zone1	1	0,15	6,54	0,98	24,53	3	2x8T14	24,64	12,5
	2	0,15	4,54	0,68	17,03	3	2x7T14	21,55	14
V4 zone2	1	0,15	1,85	0,28	6,94	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,98	0,15	3,68	3	2x6T12	13,56	15
V4 zone3	1	0,15	0,87	0,13	3,26	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,42	0,06	1,58	3	2x6T12	13,56	15
V4 zone4	1	0,15	0,61	0,09	2,29	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,05	0,16	3,94	3	2x6T12	13,56	15
V4 zone5	1	0,15	0,84	0,13	3,15	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	1,22	0,18	4,58	3	2x6T12	13,56	15

Tableau V. 42: Calcul des armatures du voile V5

V5 zone1	1	0,15	2,89	0,43	10,84	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	2,91	0,44	10,91	3	2x6T12	13,56	15
V5 zone2	1	0,15	-0,78	/	/	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	-0,67	/	/	3	2x6T12	13,56	15
V5 zone3	1	0,15	-0,11	/	/	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,06	0,01	0,23	3	2x6T12	13,56	15
V5 zone4	1	0,15	0,36	0,05	1,35	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,34	0,05	1,28	3	2x6T12	13,56	15
V5 zone5	1	0,15	0,51	0,08	1,91	3	2x6T12	13,56	15
	2	0,15	0,61	0,09	2,29	3	2x6T12	13,56	15

Tableau V. 43: Calcul des armatures transversales

Voile	Niveaux	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VL1	ZONE I	2,34	5,76	12,35	3,00	12,35	2x6T12	13,56	15
	ZONE II	2,57	6,32	11,15	3,00	11,15	2x6T12	13,56	15
	ZONE III	2,27	5,59	12,13	3,00	12,13	2x6T12	13,56	15
	ZONE IV	1,68	4,13	10,40	3,00	10,40	2x6T12	13,56	15
	ZONE V	1,47	3,62	3,55	3,00	3,62	2x6T10	9,42	15
VL2	ZONE I	2,83	6,96	6,83	3,00	6,96	2x6T10	9,42	15
	ZONE II	3,42	8,42	0,55	3,00	8,42	2x6T10	9,42	15
	ZONE III	3,41	8,39	2,75	3,00	8,39	2x6T10	9,42	15
	ZONE IV	2,78	6,84	3,33	3,00	6,84	2x6T10	9,42	15
	ZONE V	1,98	4,87	5,25	3,00	5,25	2x6T10	9,42	15
VL3	ZONE I	2,08	5,12	12,78	3,00	12,78	2x6T12	13,56	15
	ZONE II	2,50	6,15	12,58	3,00	12,58	2x6T12	13,56	15
	ZONE III	2,43	5,98	2,90	3,00	5,98	2x6T10	9,42	15
	ZONE IV	2,09	5,14	3,18	3,00	5,14	2x6T10	9,42	15
	ZONE V	1,54	3,79	3,90	3,00	3,90	2x6T10	9,42	15
VL4	ZONE I	0,89	2,19	1,73	3,00	3,00	2x6T10	9,42	15

	ZONE II	0,42	1,03	3,45	3,00	3,45	2x6T10	9,42	15
	ZONE III	0,22	0,54	3,38	3,00	3,38	2x6T10	9,42	15
	ZONE IV	0,13	0,32	3,95	3,00	3,95	2x6T10	9,42	15
	ZONE V	0,13	0,32	2,90	3,00	3,00	2x6T10	9,42	15
	ZONE I	1,65	4,06	3,55	3,00	4,06	2x6T10	9,42	15
VL5	ZONE II	1,27	3,13	3,00	3,00	3,13	2x6T10	9,42	15
	ZONE III	0,61	1,50	3,03	3,00	3,03	2x6T10	9,42	15
	ZONE IV	0,40	0,98	3,30	3,00	3,30	2x6T10	9,42	15
	ZONE V	0,29	0,71	3,25	3,00	3,25	2x6T10	9,42	15
	ZONE I	1,65	4,06	3,55	3,00	4,06	2x6T10	9,42	15

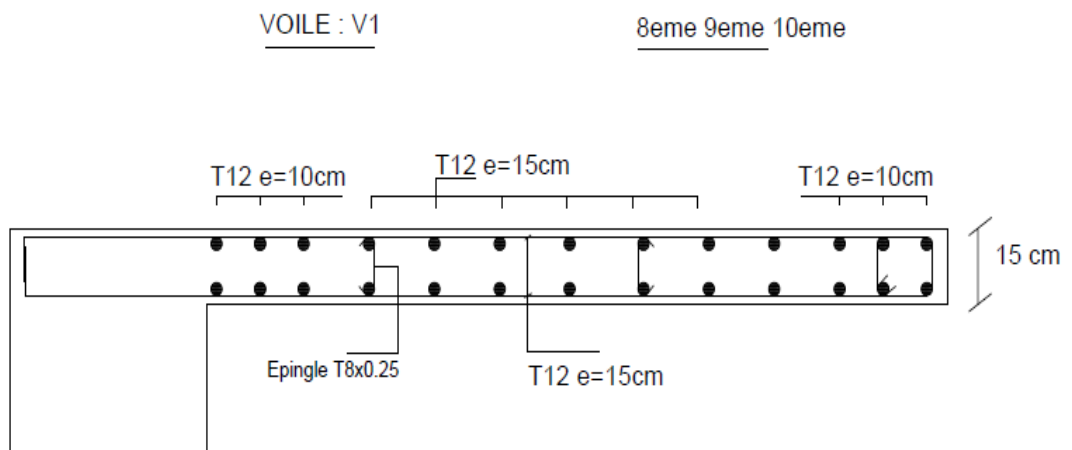
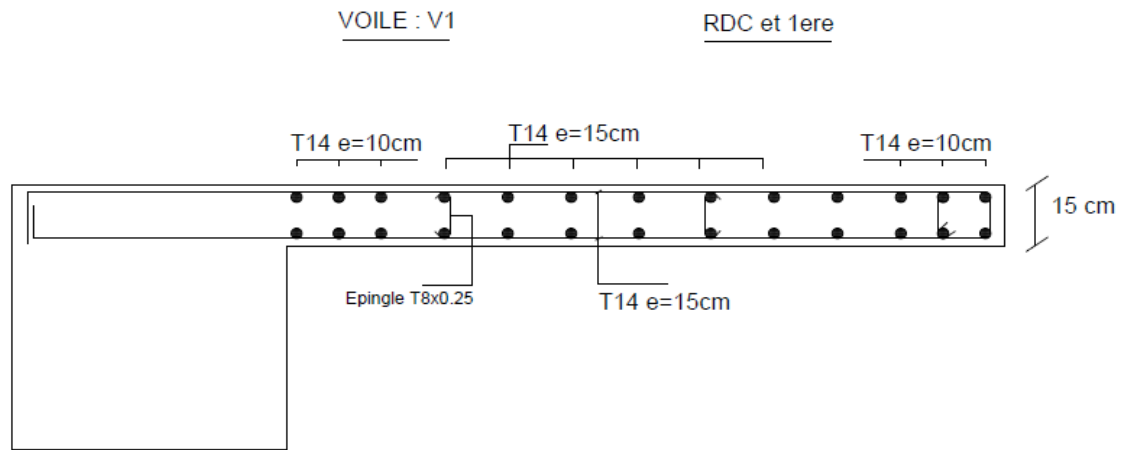


Figure V. 10: exemple du ferraillage du voile 1 en zone 1 et zone 5.

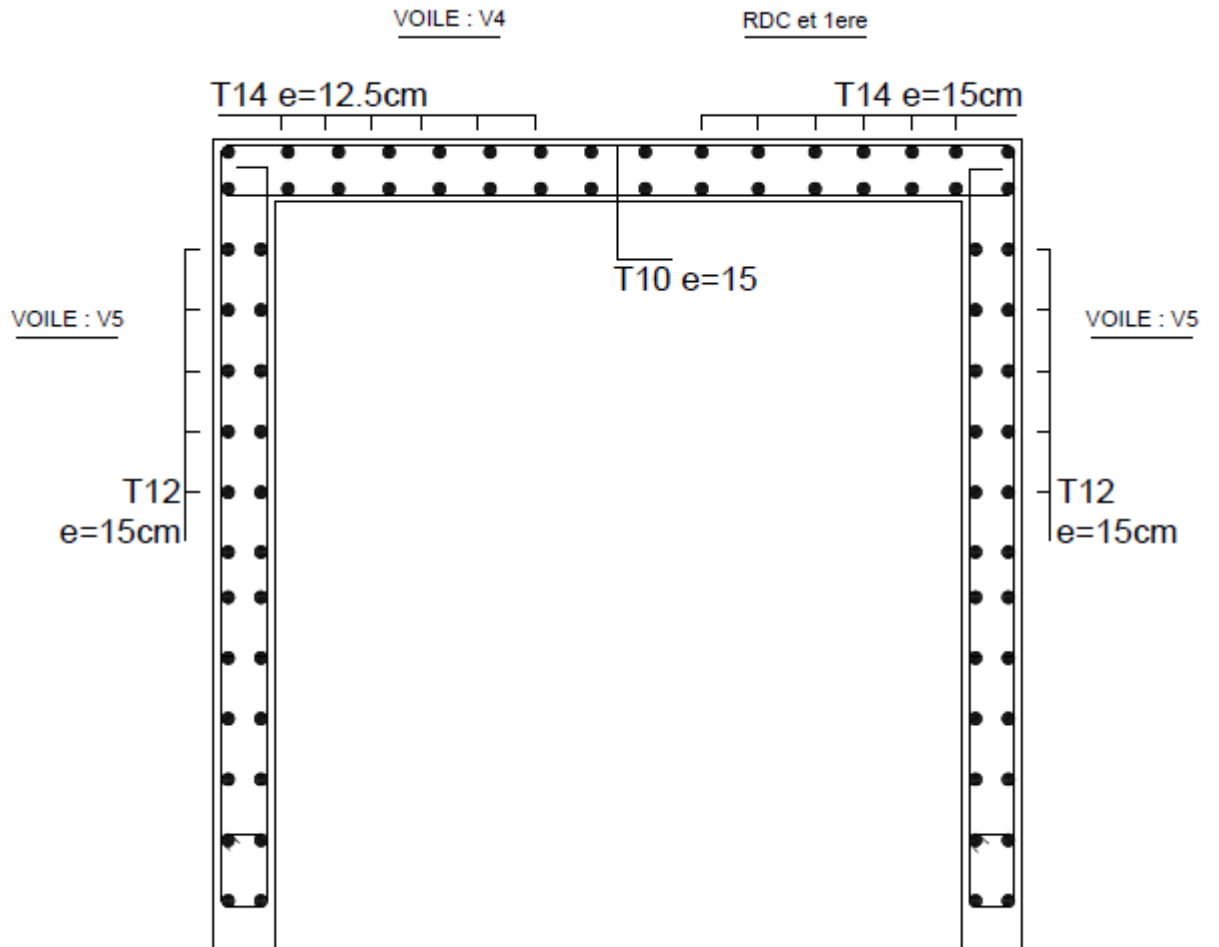


Figure V. 11: exemple du ferraillage du voile 4 et 5 .

CHAPITRE VI

ETUDE CALCUL DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol/structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation

VI.5 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de la fondation par les semelles filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol}=3$ bars

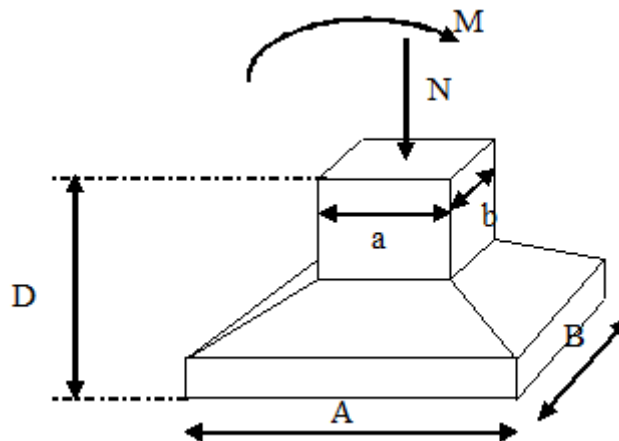


Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.

L'effort normal total revenant à la base :

$$N_{ser}=3416,69\text{kN}$$

$$D'où S \geq \frac{2104.06}{300} \Rightarrow S=11,38\text{m} \Rightarrow A = \sqrt{S} \Rightarrow A = 3,37\text{m} \Rightarrow A = B = 3,5\text{m}$$

VI.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

On a : $L_{\min} = 2.82$

$$1,5 \times B = 1,5 \times 3,5 = 5,25\text{m}$$

VI.5.1.2 Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2 Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

VI.5.2.1 La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99 la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$\square \quad S : \text{surface de la semelle } S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.

Files	N _T (kN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)
1-1	12166,66	18,71	300	2,17
2-2	10676,18	18,71	300	1,90
3-3	15900,01	18,71	300	2,83
4-4	5990,21	10,51	300	1,90

VI.5.2.2 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\% \Rightarrow \frac{149,11}{218,08} = 0,71 \Rightarrow 71\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.5.3 Radier général (renversé) :

VI.5.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

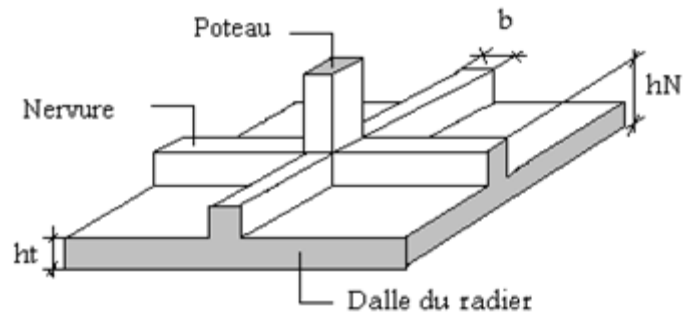


Figure VI. 2: Radier.

VI.5.3.2 Pre-dimensionnement de radier :

➤ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

$$h_1 \geq \frac{4.7}{20} = 23.5cm \longrightarrow \mathbf{h1 = 45 cm}$$

- **Conclusion:**

h=45cm

➤ **Nervure:**

- **Condition de coffrage :**

$$b=65\text{cm}$$

- **La hauteur de nervure :**

1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E=20000\text{MPa}$ (module de young du béton)

$K=40\text{MPa}$ (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_s : largeur de la semelle

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48b_s K L_{\max}^4}{b_n E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.94\text{m}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = \mathbf{100\text{cm}}$$

On prend : **$h=100\text{cm}$**

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : **$h=45\text{cm}$**
- Les dimensions de la nervure : **$h_n=100\text{cm}$; $b_n=65\text{cm}$**

VI.5.3.3 La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 52087,99 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel *sap2000*

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 52087,99 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 0,3\text{MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 173,62\text{m}^2$$

$$S_{\text{BAT}} = 218.08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 173,62\text{m}^2 < S_{\text{BAT}} = 218,08\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, il n'y a pas lieu d'ajouter un débord.

Donc : la surface du radier est égale à 218,08 m²

VI.5.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 9,35\text{m.}$$

$$Y_G = 7,87\text{m.}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 3751,85\text{m}^4.$$

$$I_{yy} = 5237,09\text{m}^4.$$

VI.5.3.5 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

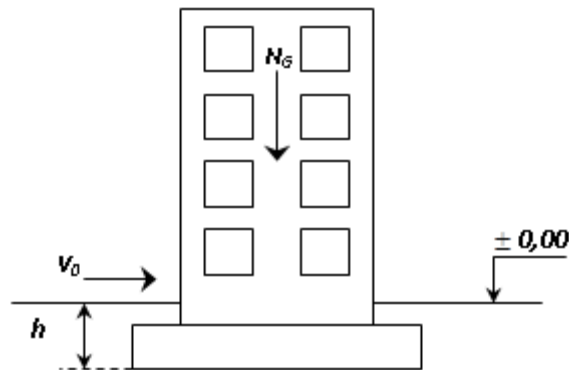


Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0=23201,43\text{kN.m}; V_0=2994,681\text{kN}; h=4.08\text{m.}$$

$$\text{Donc: } M_R=35419,63\text{kN.m}$$

Avec :

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G=45713,23\text{KN}$$

$$M_s=N.x_G=427418,70\text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,06 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **Sens-y-y :**

$$M_0=26842,66\text{KN.m}; V_0=2870,50\text{kN}; h=4.08\text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=38554,3\text{ kN.m}$$

$$M_s=N.y_G=303422,34\text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7,87 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.3.6 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,3\text{ MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{52087,99}{218.08} = 238,84\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 238,84\text{kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	422.62	191.10	364.74
Sens y-y	402.80	210.9	354.83
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 399$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = 49654.37 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	343.35	112.01	285.51
Sens y-y	323.62	131.74	275.65
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U} : \sigma_u = \frac{1.35 * (N_U + N_{radier})}{S_{radier}} = \frac{1.35 * (64501,94 + 2419.65)}{218.08} = 404.27kpa$$

$$\text{E.L.S} : \sigma_{ser} = \frac{N_{SER} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{47234,72 + 2419.65}{218.08} = 227.68kpa$$

VI.5.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.5.3.7.1. Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q l^2}{8}.$$

b. Valeur de la pression sous radier :

• **E.L.U :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 404,27 \text{ kN/m}$

• **E.L.S :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 227,68 \text{ kN/m}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 4.2m.$$

$$L_y = 4.7m.$$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,89 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

➤ **Calcul des moments :**

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 332,31 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 253,71 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :** (panneau de rive)

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 282,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 215,66 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 166, 15 \text{ kN.m (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 76, 11 \text{ kN.m (appui de rive)}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 215,67 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 180,26 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 183,31 \text{ kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 107,83 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 153,22 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 54,07 \text{ kNm} \end{cases}$$

e. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; d = 40 \text{ cm.}$$

Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	282,46	0,125	0,167	373,280	21,74	11T16	22,11	10
	y-y	215,66	0,095	0,125	379,958	16,31	11T14	16,93	10
Appui	x-x	166,15	0,0733	0,0953	384,7515	12,40	9T14	13,85	10
	y-y								

▪ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (108 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Sens x-x :** $S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$, On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Sens y-y :** $S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

f. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,84 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'E.L. S :

Tableau VI. 5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	183,3	22,11	6,52	15	231,7	201,63	Non vérifiée
	y-y	153,22	16,93	6,24		250,7		Non vérifiée
Appuis	x-x	107,83	13,85	4,85		214,2		Non vérifiée
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI. 6: Correction de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	183,3	9T20	28,27	5,74	15	182,5	201,63	Vérifiée
	y-y	153,22	11T16	22,12	5,45		193,6		Vérifiée
Appuis	x-x	107,83	10T14	15,39	4,6		-193,5		Vérifiée
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

g. Schéma ferrailage :

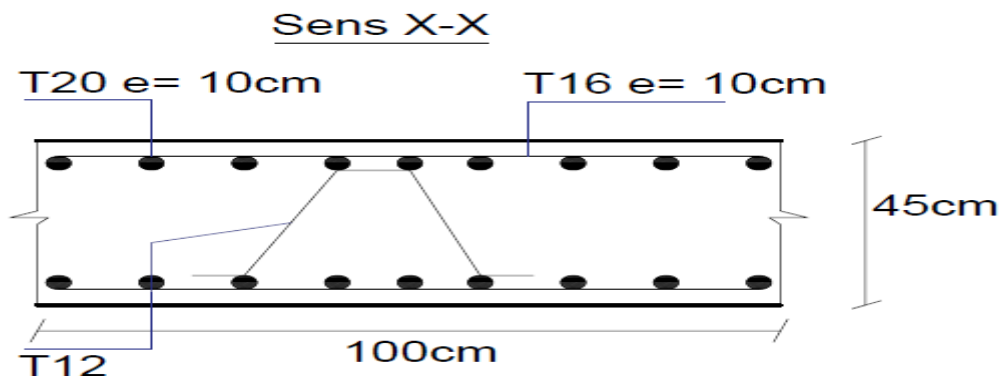


Figure VI. 4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x.

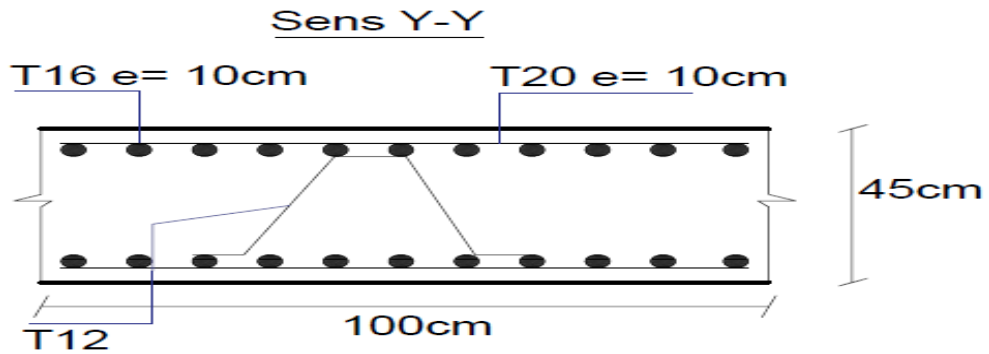


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y.

VI.5.3.7.2. Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_t = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm}$

- **Sens (x-x) :**

Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	757,70	0,099	0,130	900,480	24,17	8T20	25,13
Appuis	445,70	0,058	0,075	921,537	13,89	4T16+4T14	14,2

- **Sens (y-y) :**

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	948,84	0,124	0,166	887,049	30,73	10T20	31,42

Appuis	558,14	0,073	0,095	914,065	17,54	9T16	18,10
--------	--------	-------	-------	---------	-------	------	-------

c. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,95\text{cm}^2 < 7,45\text{cm}^2$$

Condition vérifiée

- Vérification des contraintes à l'E.L. S :

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à L'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	426,72	4,45	15	193,6	201,63	vérifiée
	y-y	534,37	4,95		194,6		vérifiée
Appuis	x-x	251,01	3,51		199,3		vérifiée
	y-y	314,34	3,89		196,8		vérifiée

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{404,27 \times 4,7}{2} = 949,03\text{.kN}$

$$\tau_u = \frac{949,03 \times 10^3}{400 \times 950} = 2,49\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

e. Armatures transversales :

- Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- Selon RPA99 / Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 14,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_c = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,68 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 144 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T8 = 2,5 cm²

f. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a h = 100 cm

Donc:

$$A_p = 3 \times 1, = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit A_p = 3T12

g. Schéma de ferrailage :

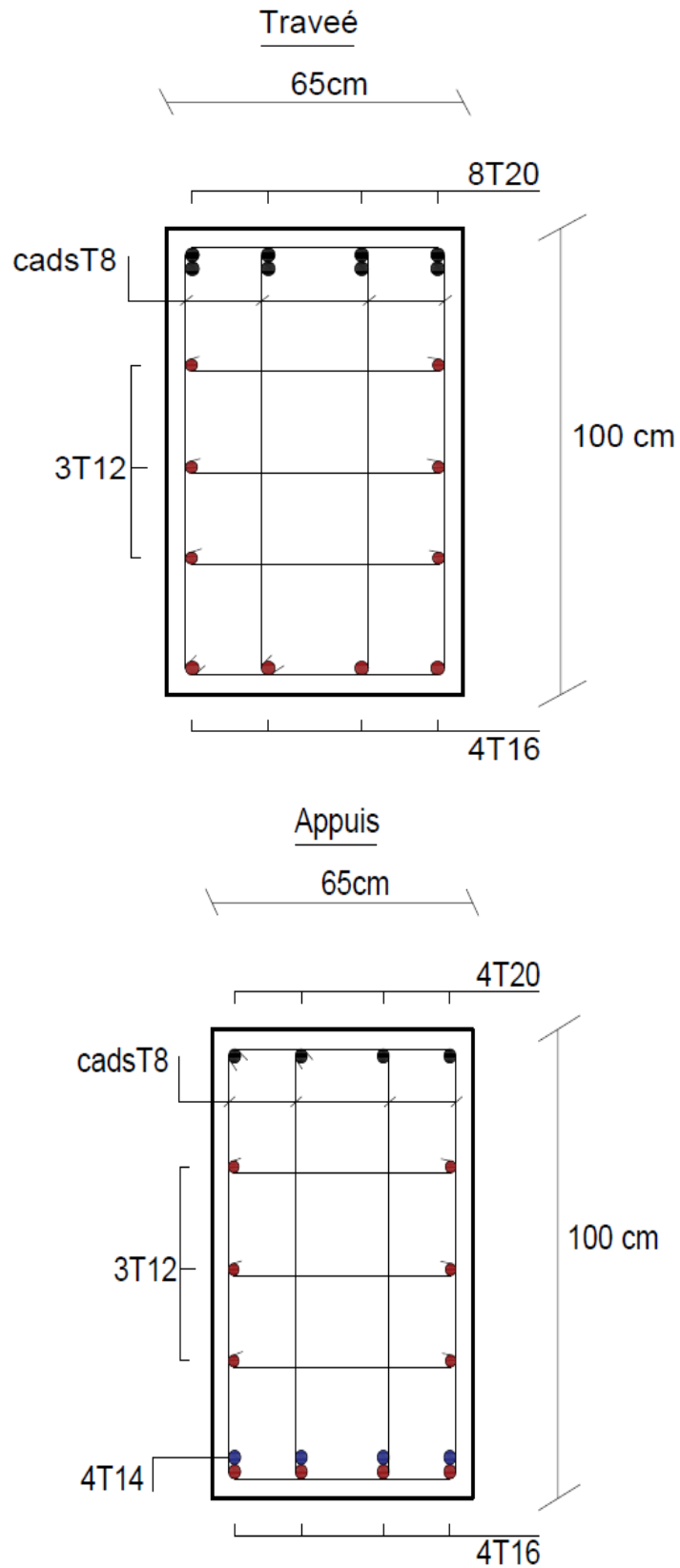


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures
Sens x-x

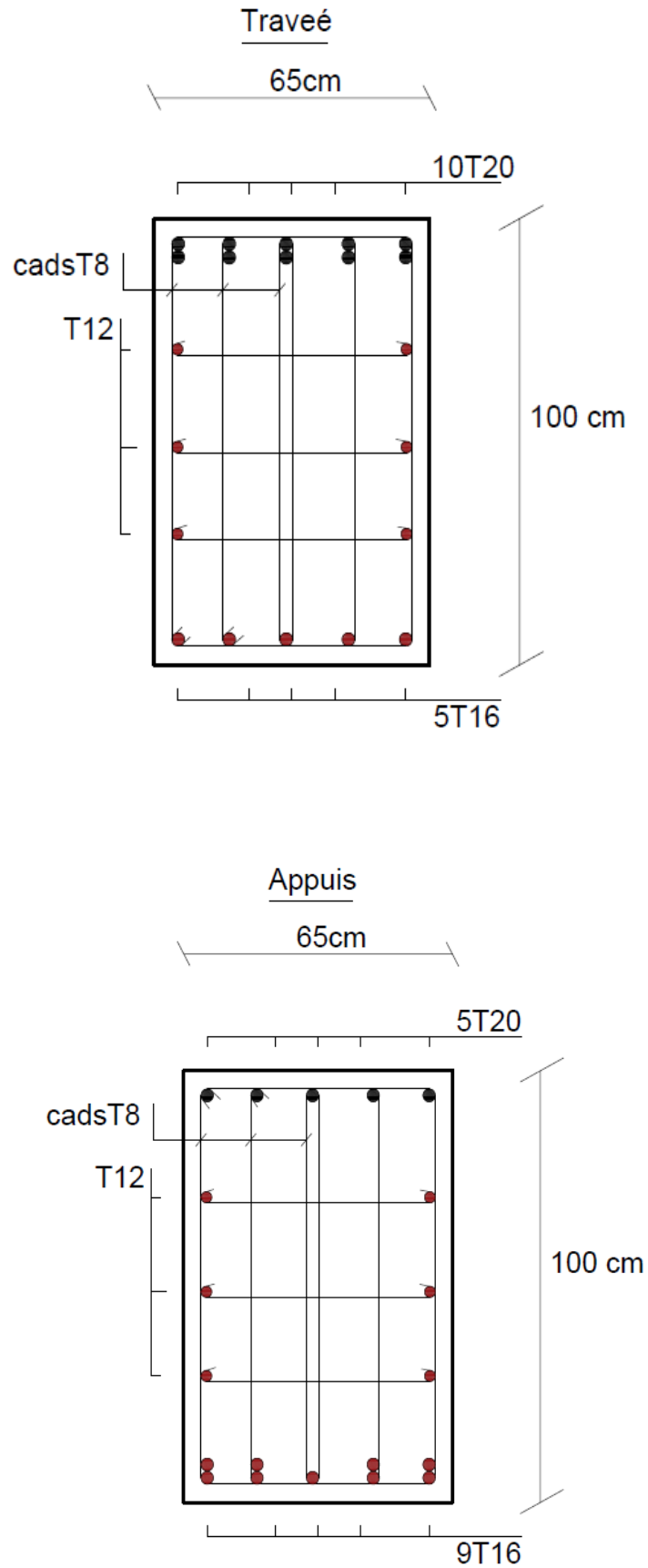


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures
Sens-y-y

VI.6 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

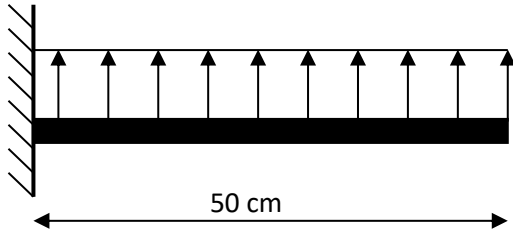


Figure VI. 9: Schéma statique du débord

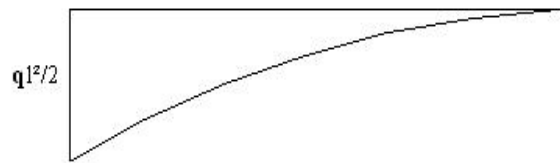


Figure VI. 8 : Diagramme des Moments.

1- Evaluation des charges :

- **E.L.U :** $q_u = 404,27 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S :** $q_{ser} = 227,68 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 50,53 \text{ kN.m}$
 $T_u = - q_u \cdot L = -202,13 \text{ kN}$
- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 28,46 \text{ kN.m}$
 $T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -113,84 \text{ kN}$

3- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : **b = 100cm, h =45cm, d = 40cm, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.**

Tableau VI. 10: Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
33,81	0,022	0,028	3,95	3,67

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier

VI.7 Etude du Voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

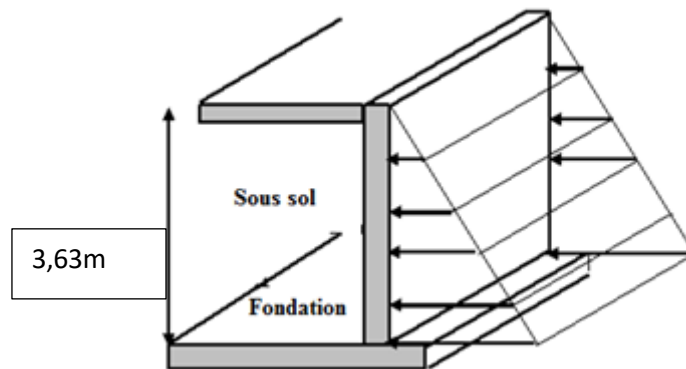


Figure VI. 10: Evaluation des charges

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,63m$; $L_y=4.7m$; $e = 15cm$.

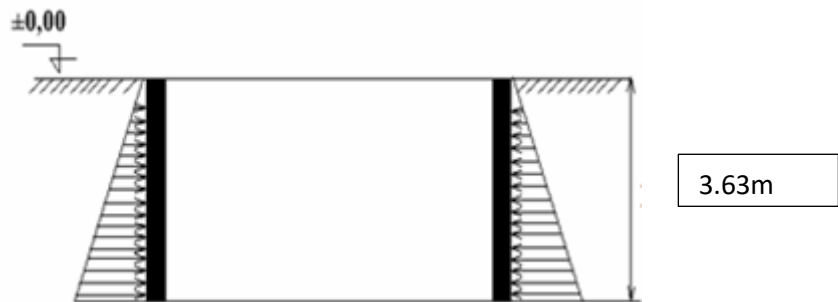


Figure VI. 11: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.41$$

$$Q = A \gamma H = \boxed{29.76 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 29,76 = 40,18\text{N/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$3.63/4,7 = 0.77 > 0.4$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 52,89 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 28,77 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 44,95 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 24,45 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 22,47 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13.5 \text{ cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$; $F_{bc}=14,17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11: Ferrailage voile périphérique du.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	44,95	0,174	0,241	121,989	10,58	7T14	10,78	15
	y-y	24,45	0,095	0,125	128,269	5,47	7T12	7,92	15
Appuis	x-x	22,47	0,087	0,114	128,842	5,01	7T12	7,92	15
	y-y								

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

VI.7.7 Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.7.8 Vérification de l’Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 57,31\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 48,61\text{kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{64,02 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,424\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.7.9 Vérification à l’ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l’ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,77 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,0661 \quad \mu_y = 0,6710$$

$$Q_{ser} = 29,76 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 25,92\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17,39 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 14,78 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,96 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V I.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	22,03	10,78	5,57	15	170,1	201,6	Vérifiée
	y-y	14,78	4,4	3,22	15	154,1	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	12,96	7,92	3,86	15	135,1	201,6	Vérifiée
	y-y							

a. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,0443 > 0,0424 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,044 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,83 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

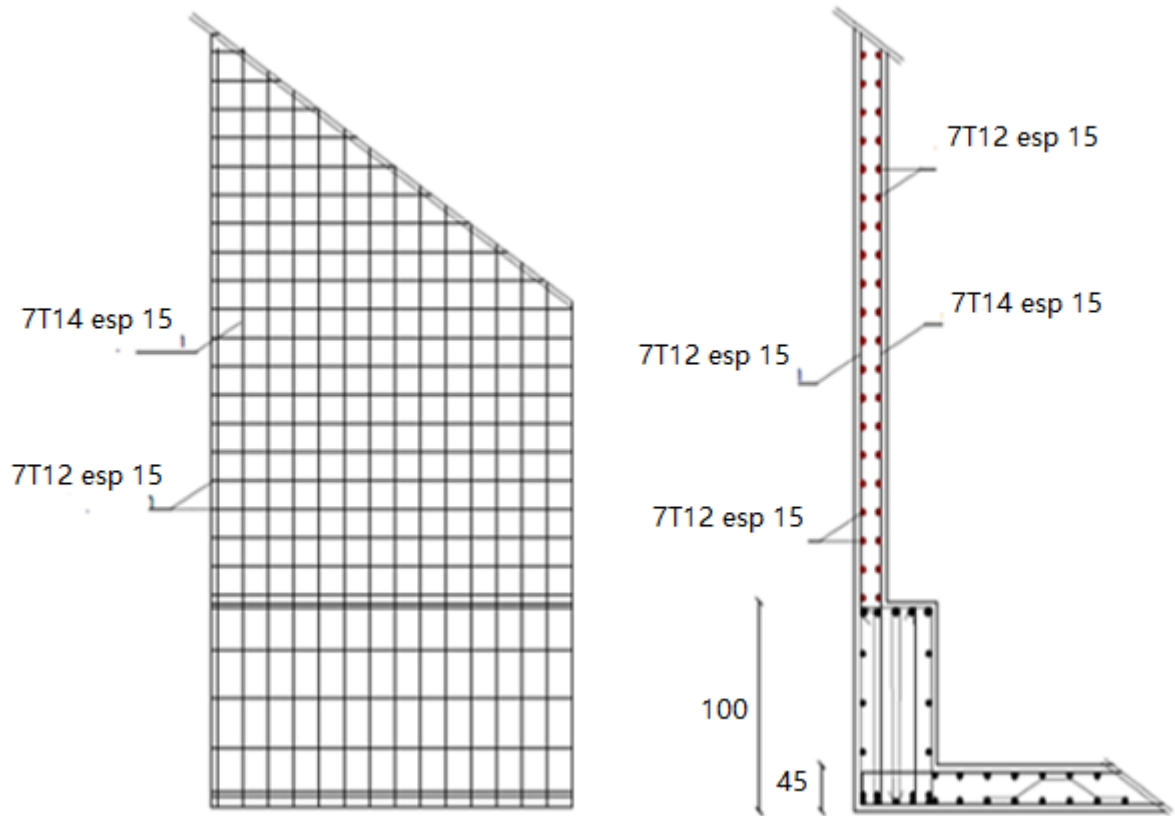


Figure VI. 12: ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir davantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet su second ordre (Effet P-delta).
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (SAP2000, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

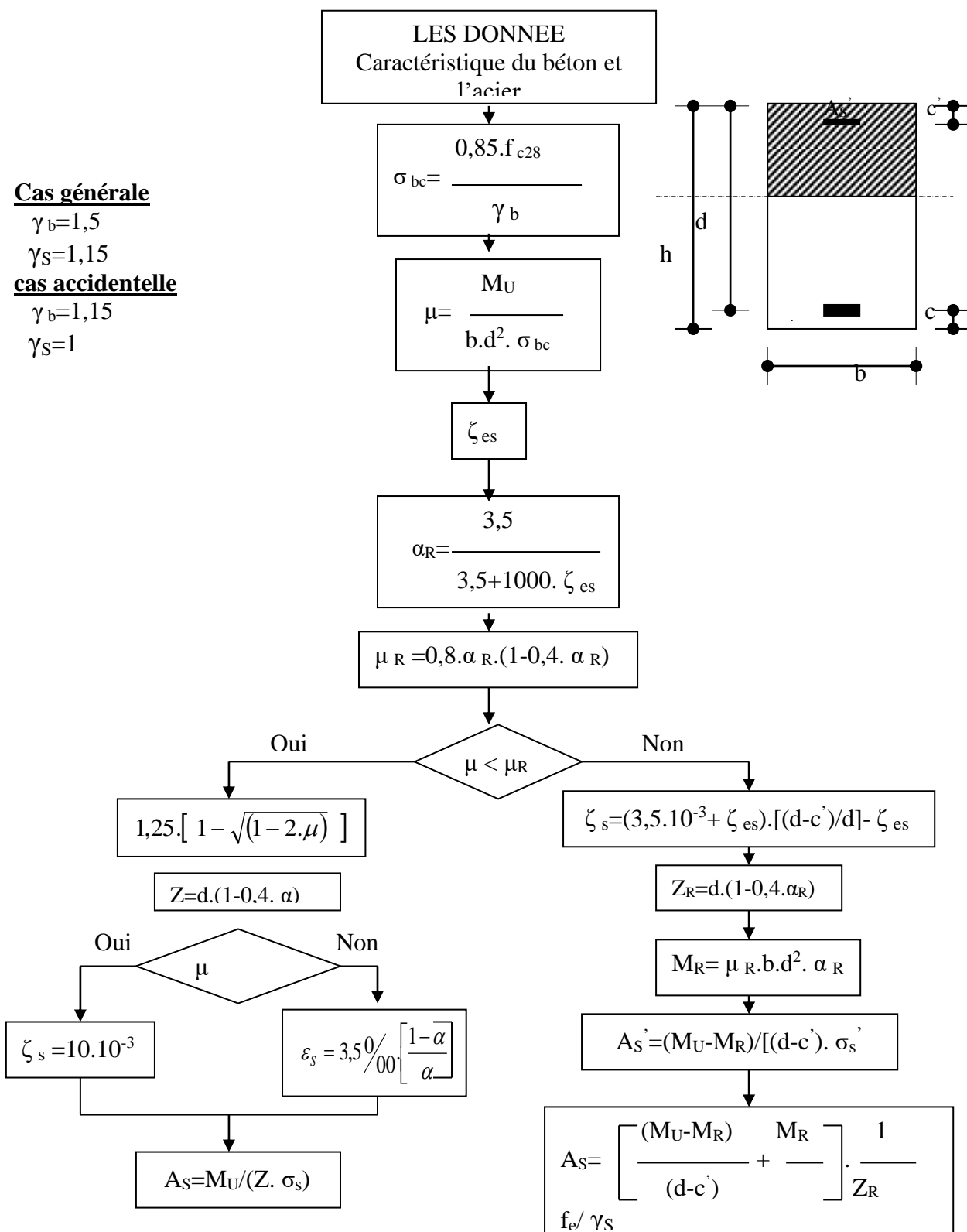
BIBLIOGRAPHIE

1. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition eyrolles 2000.....[1]
2. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [2]
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93** [3]
4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.....[4]
5. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, **Tome 3**.....[5]
6. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché...[6]

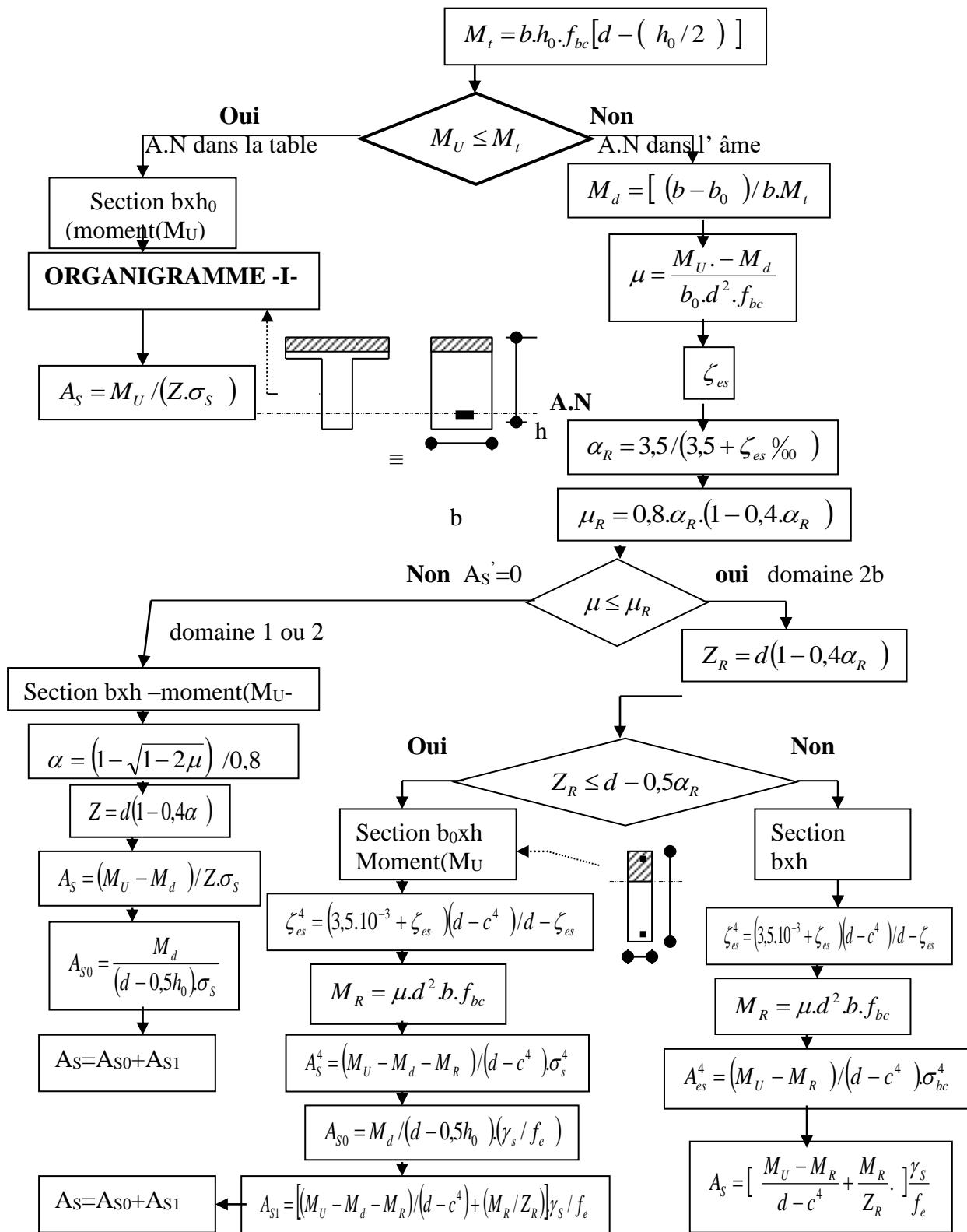
Logiciel :

- ▶ AUTOCAD 2016.....Dassin
- ▶ Sap 2000 v 2014.....Calcul

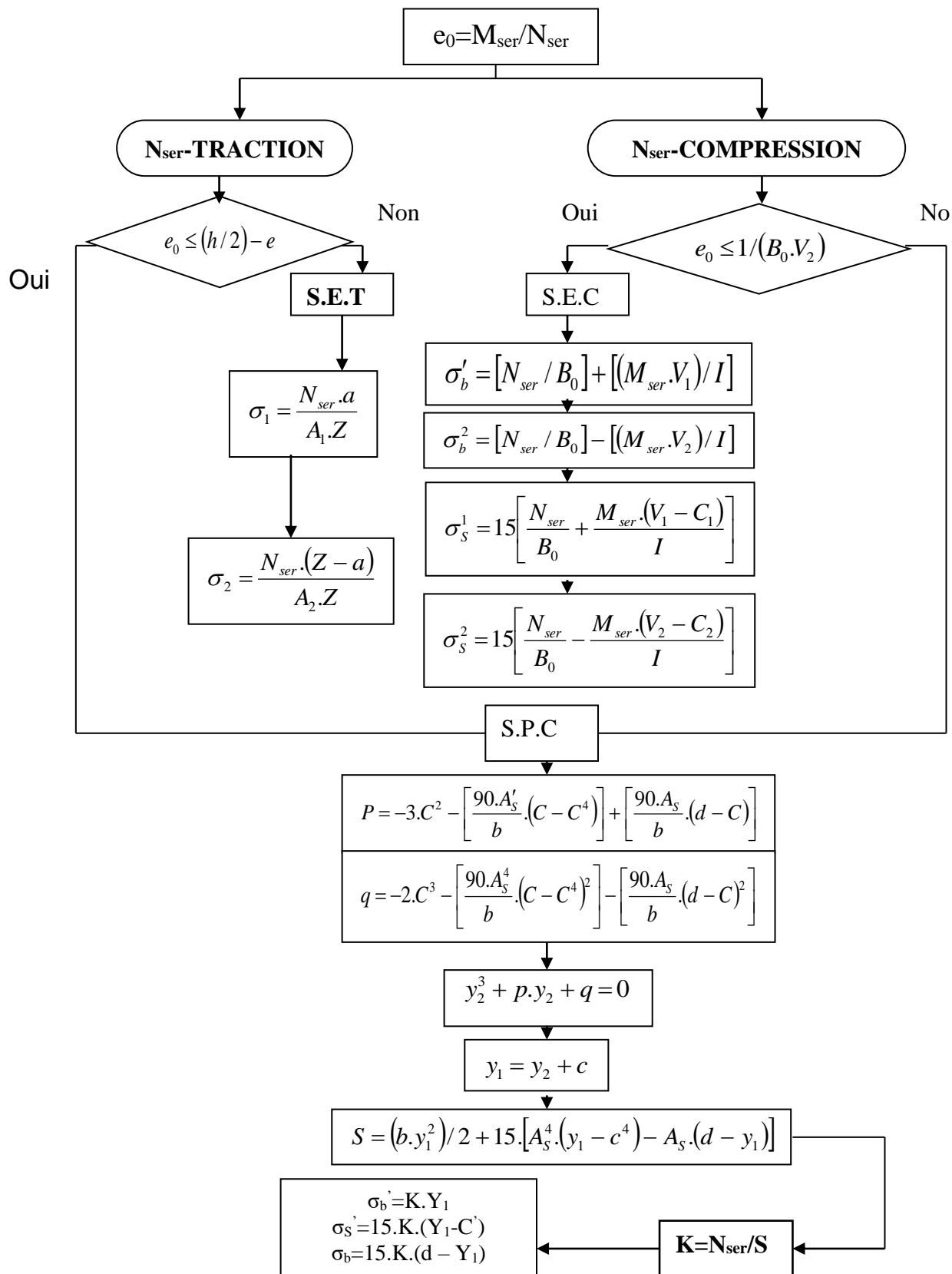
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



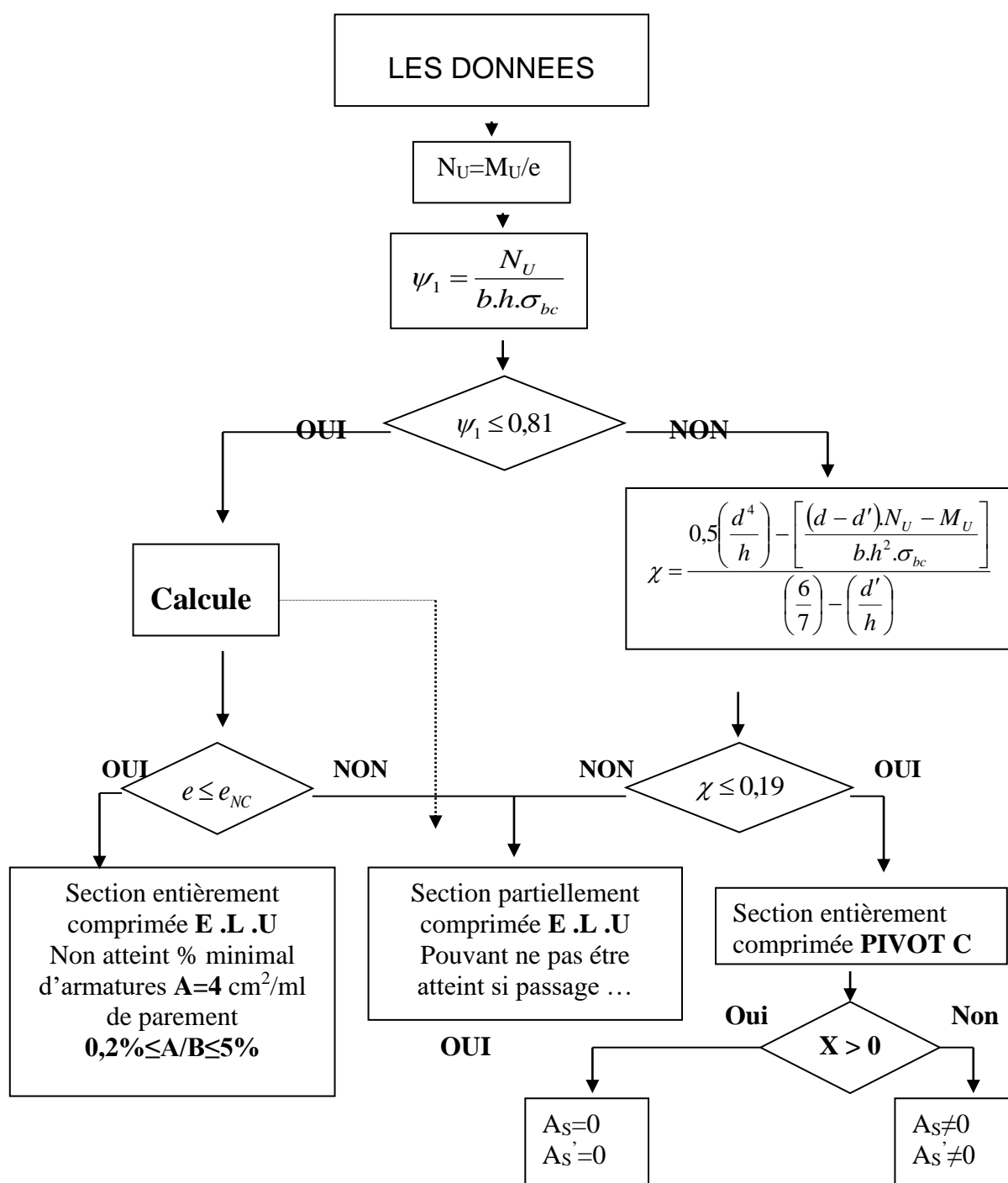
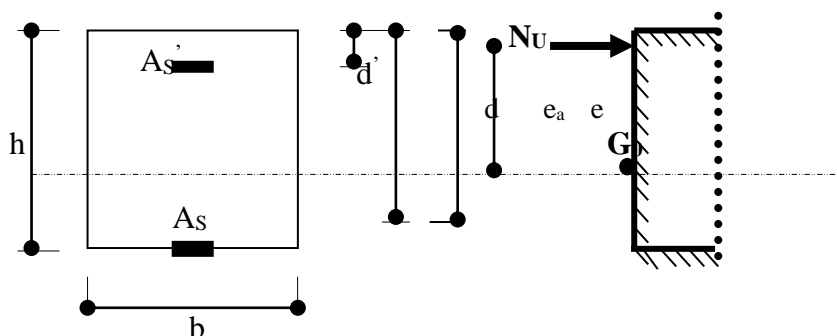
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

